

Saimaan ammattikorkeakoulu
Tekniikka Lappeenranta
Rakennustekniikan koulutusohjelma
Rakennesuunnittelun suuntautumisvaihtoehto

Juho Tuuva

Teräsbetonipalkin kantavuuden arviointi

Opinnäytetyö 2013

Tiivistelmä

Juho Tuuva

Teräsbetonipalkin kantavuuden arviointi, 67 sivua, 3 liitettä

Saimaan ammattikorkeakoulu

Tekniikka, Lappeenranta

Rakennustekniikan koulutusohjelma

Rakennesuunnittelun suuntautumisvaihtoehto

Opinnäytetyö 2013

Ohjaajat: lehtori Petri Himmi, Saimaan ammattikorkeakoulu, projektipäällikkö

Heikki Vehmas, Planekar Oy / Vahanen-yhtiöt

Opinnäytetyön tarkoituksena oli tutkia teräsbetonipalkkien kantavuuden arviointia. Painopisteinä työssä olivat kantavuuteen vaikuttavien tekijöiden tunteminen, koekuormitus ja sen tulosten analysointi sekä arvioinnin työprosessin luominen. Opinnäytetyön tilaaja on Planekar Oy, joka on osa Vahanen-konsernia.

Opinnäytetyö koostuu kahdesta osasta. Teoriaosuudessa käsitellään teräsbetonipalkin yleistä toimintaa, vanhoja väli- ja yläpohjarakenteita, joissa esiintyy palkkilaatastoja, sekä 1900-luvun rakenteiden kuormituksia ja betonirakenteille asetettuja määräyksiä. Toisessa osuudessa käsitellään teräsbetonirakenteiden kantavuuden arvioinnin työprosessia ja erityisesti koekuormitusta.

Teräsbetonipalkkirakenteet, kuten alalaattapalkistot, ovat yleisiä väli- ja yläpohjarakenteita 1960-luvulla rakennetuissa ja sitä vanhemmissa rakennuksissa. Korjausrakennusprojekteissa joudutaan usein arvioimaan tällaisten rakenteiden kantavuutta, koska niiden kuormitus muuttuu rakenteellisten ja käyttötapa muutosten takia.

Asiasanat: teräsbetoni, kantavuuden arviointi, palkkirakenteet, korjausrakentaminen, vanhat rakenteet, vanhat kuormitukset

Abstract

Juho Tuuva

The Bearing Capacity Assessment of Reinforced Concrete Beams, 67 Pages, 3 Appendices

Saimaa University of Applied Sciences

Technology Lappeenranta

Degree Programme in Civil and Construction Engineering

Specialization in structural engineering

Bachelor's Thesis 2013

Instructors: Lecturer Petri Himmi, Saimaa University of Applied Sciences,

Project Manager Heikki Vehmas, Planekar Oy / Vahanen-yhtiöt

The aim of this thesis was to examine the bearing capacity assessment of reinforced concrete beams. The main focus of the study was to identify the factors connected with bearing capacity, load testing and analyzing of its results together with creation of work process for bearing capacity assessment.

The thesis consists of two parts. The theory part is about general functioning of reinforced concrete beams, old floor and roof structures that have reinforced concrete beams as structural elements together with regulations and minimum loadings of reinforced concrete structures from the 20th century. The second part deals with the work process of the capacity assessment of reinforced concrete and especially load testing.

The reinforced concrete beam structures are common in floor and roof structures of the 1960s and in older buildings. In renovation projects one often has to assess the bearing capacity of these kinds of structures as the loading of them changes because of structural changes or changes in the usage.

Keywords: reinforced concrete, assessment of bearing capacity, beam structures, renovation, old structures, old loadings of structures

Sisältö

1 Johdanto	6
2 Teräsbetonipalkki	7
2.1 Toiminta kuormituksen alaisena	7
2.1.1 Taivutus	7
2.1.2 Leikkaus	10
2.1.3 Vääntö	13
2.2 Toiminnan kannalta oleellisia asioita	14
2.2.1 Betonin puristusmurto	14
2.2.2 Pääterästen liukuma	14
3 Palkkivälipohjarakenteet viime vuosisadalla	15
3.1 Laattapalkistorakenteet	15
3.1.1 Alalaattapalkisto	15
3.1.2 Kaksoislaattapalkisto	19
3.1.3 Massiivilaatta	20
3.2 Teräslaadut	21
3.3 Betonilaadut	22
4 Viranomaisvaatimukset viime vuosisadalla	22
4.1 Kuormat	23
4.2 Vaatimukset betonirakenteille	32
5 Kantavuuden arviointi	36
5.1 Kantavuuden arvioinnin vaiheet	37
5.1.1 Rakenne- ja kuntoselvitys	37
5.1.2 Alustava arviointi	39
5.1.3 Koekuormitus	40
5.1.3.1 Koekuormituksen hallinta	41
5.1.3.2 Koejärjestelyt	42
5.1.3.3 Kokeen kulku	44
5.1.3.4 Mittaukset, tarkkailtavat asiat ja keskeyttämiss ehdot	45
5.1.3.5 Työturvallisuus ja vastuunjako	47
5.1.3.6 Koekuormituksen tulosten arviointi ja rakenteen kelpoisuuden osoittaminen	48
5.2 Mitoitusmenetelmät	49
5.2.1 Mitoitus sallittujen jännitysten menetelmällä	50
5.2.1.1 Taivutusmitoitus	50
5.2.1.1.1 Perusyhtälöiden avulla	50
5.2.1.1.2 Taulukkomitoituksen avulla	51

5.2.1.2	Leikkausmitoitus.....	52
5.2.1.3	Työntömitoitus.....	54
5.2.1.4	Tartuntamitoitus.....	56
5.2.2	Mitoitusmenetelmien vertailu.....	56
5.2.2.1	Teräsmäärän vaikutus käyttöasteeseen taivutuksen suhteen.....	57
5.2.2.2	Betonin lujuuden vaikutus käyttöasteeseen taivutuksen suhteen..	60
5.2.2.3	Leikkausraudoituksen vaikutus käyttöasteisiin	61
6	Yhteenveto ja pohdinta	63
	Kuvat ja kuvaajat	65
	Lähteet.....	66

Liitteet

- Liite 1 1900-luvun kuormitukset
- Liite 2 1900-luvun betonirakenteiden sallitut jännitykset
- Liite 3 kohdan 5.2.2 mitoitukset

1 Johdanto

Korjausrakentaminen on noussut volyymiltaan yhtä suureksi kuin uudisrakentaminen ja sen volyymi nousee edelleen rakennuskannan vanhetessa.

Korjausrakentamisen luonne on suoraviivaisempaan uudisrakentamiseen verrattuna monitahoisempi, mikä haastaa korjausrakentamisen osapuolten tietotaidon. Korjausrakentamisessa on tunnettava nykyisen rakennustekniikan lisäksi menneiden vuosikymmenien rakennustekniikka. Rakennesuunnittelijan näkökulmasta katsottuna korostuvat vanhojen rakenteiden ja materiaalien, rakennusfysiikan, rakenteissa esiintyvien vaurioiden, korjaustuotteiden ja korjauksen laadun tuntemus.

Opinnäytetyössä tutkitaan teräsbetonisia palkkirakenteita ja erityisesti niiden kantavuutta korjausrakennusprojektin näkökulmasta. 1900-luvulla tällaisia rakenteita esiintyy yleensä asuin-, julkis- ja liikerakennusten väli- ja yläpohjissa. Näissä rakennuksissa ne ovat yleensä rakennuksen vaipan ja julkisivun ohella suurimmassa korjaustarpeessa. Ennen 1960-lukua käytössä oli yleisesti sellaisia välipohjarakenteita, joissa palkkien väliin jäi onteloita, jotka täytettiin ääneneristyksen takia rakennusjätteellä. Nykypäivänä täydellisissä peruskorjauksissa tällaisista rakenteista kuitenkin pyritään pääsemään eroon niiden aiheuttamien mahdollisten sisäilmaongelmien vuoksi. Tämän takia rakenteissa joudutaan tekemään sellaisia muutoksia, että niille tuleva kuormitus muuttuu. Ylä- ja välipohjissa lisäksi tapahtuu paljon käyttötavan muutoksia, jotka johtavat myös rakenteen kantavuuden arvioinnin tarpeeseen, koska rakenteiden kuormituksissa voi samalla tapahtua muutoksia.

Opinnäytetyössä rajataan pois rakenteiden turmeltumisilmiöt. Tämä sen takia, että ylä- ja välipohjarakenteissa ne ovat harvinaisempia kuin rakennuksen vaipan rakenteissa.

2 Teräsbetonipalkki

Palkki on määritelmältään vaakasuuntainen rakenneosa, joka ottaa vastaan pääasiassa pystysuuntaisia kuormituksia. Ulkoisista kuormista palkille aiheutuu sisäisiä rasituksia, joiden on oltava pienempiä kuin palkin kyseisten rasitusten kapasiteetti, jotta palkki ei murru. Pääasiassa palkki ottaa vastaan taivutus- ja leikkausrasituksia, jotka aiheuttavat rakenteelle puristus- ja vetorasituksia.

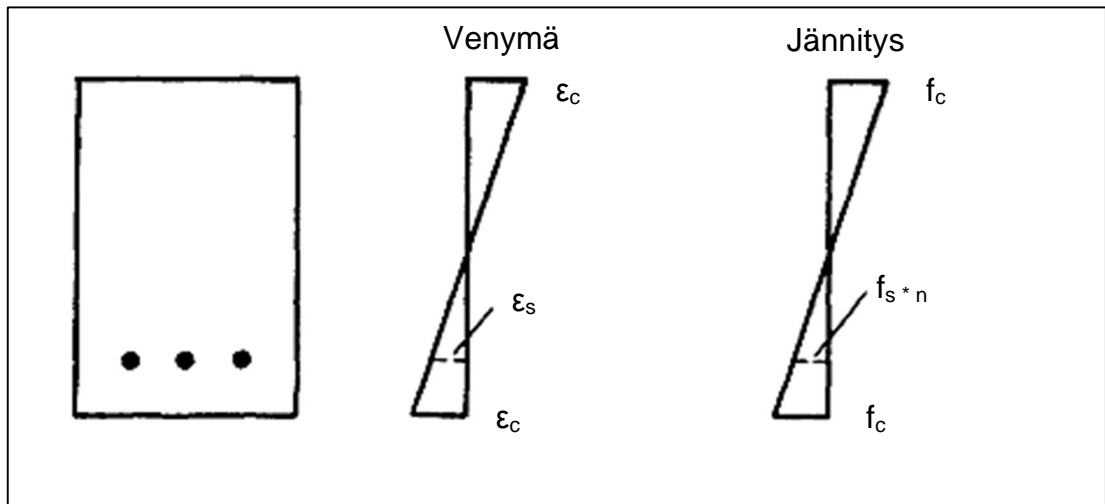
Betoni materiaalina kestää hyvin puristusta, mutta huonosti vetoa. Teräksen vetolujuus vastaavasti on hyvä. Näistä asioista johtuen teräsbetonipalkissa betonin tehtävä on vastustaa puristetulla puolella puristusrasituksia ja teräksen vedetyllä puolella vetorasituksia.

Tässä kappaleessa on esitetty teräsbetonipalkin kannalta keskeisiä toimintaan vaikuttavia asioita, jotka palkin arvioinnissa pitää tuntea. Esitettävät asiat liittyvät muodonmuutoksien kautta olennaisesti myös koekuormitukseen. Näin ollen koekuormitusta suorittavan tahon pitäisi tuntea myös nämä asiat, jotta koekuormitus voidaan suorittaa turvallisesti.

2.1 Toiminta kuormituksen alaisena

2.1.1 Taivutus

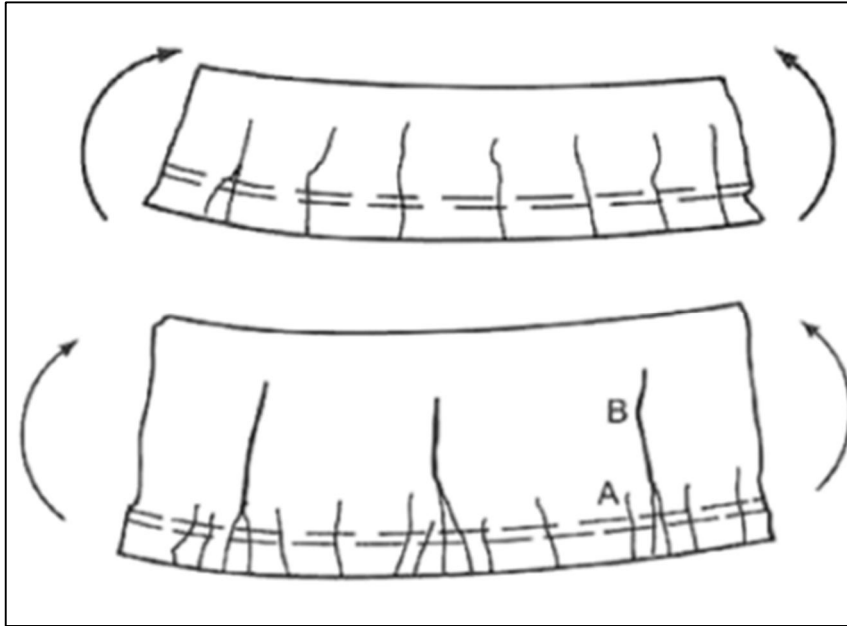
Palkki on halkeilemattomassa tilassa, kun vetojännitykset ovat pienempiä kuin betonin vetojännitysten kapasiteetti. Tässä vaiheessa koko poikkileikkaus ottaa vastaan niin puristusrasitukset kuin myös vetorasitukset. Kuvassa 2.1 on esitetty halkeilemattoman poikkileikkauksen venymä- ja jännityskuvaaja.



Kuva 2.1. Palkin venymä- ja jännityskuvaaja halkeilemattomassa tilassa (McCormac ja Nelson, 2006)

Kuvasta 1.1 voidaan nähdä, että venymä pysyy samana palkin ylä- ja alareunassa. Lisäksi terästen venymä on sama kuin yhtä kaukana neutraaliakselista olevan betonin. Jännityskuvaajasta taas voidaan nähdä, että betoni kerää vedettyssä reunassa vielä jännitystä. Jännitys ei kuitenkin ole teräksessä ja betonissa sama kuin venymissä oli. Teräksessä oleva jännitys on suurempi, koska sen jäykkyys on suurempi. Jännitykset jakautuvat betonin ja teräksen kesken niiden kimmokertoimien suhteessaan ($n = E_s / E_c$). (McCormac ja Nelson, 2006.)

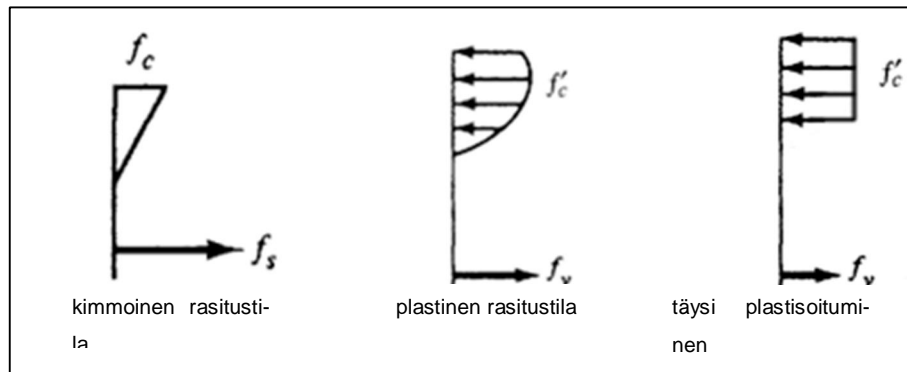
Taivutushalkeamat ovat pystysuuntaisia halkeamia, jotka alkavat ensin esiintymään palkin vetopuolella suurimman taivutusmomentin kohdalla, joka yksiaukkoisella palkilla on palkin keskellä (Kuva 2.2).



Kuva 2.2. Palkin taivutushalkeilu (MacGregor ja Wight, 2009)

Kuorman lisääntyessä halkeamat nousevat ylöspäin palkin uumassa ulottuen neutraaliakselin tasolle. Jos palkki on noin metrin korkuinen tai korkeampi, halkeamat esiintyvät tiheässä ja ne voivat yhdistyä toisiinsa pääraudoituksen yläpuolella (Kuvan 2.2 alempi palkki). Korkeilla palkeilla myös halkeamaleveys voi olla uumassa suurempi kuin vedetyllä reunalla, kun se normaalisti matalammilla palkeilla on päinvastoin. (McCormac ja Nelson, 2006.)

Kun rakenteen kuormaa lisätään niin, että puristuspuolen jännitykset nousevat yli puoleen betonin puristuslujuudesta, taivutushalkeamat kasvavat ja neutraaliakseli nousee palkin yläosaa kohti. Kun rasitus on noussut tarpeeksi korkeaksi, betonin puristuslujuuden kuvaaja muuttuu suorasta viivasta kaarevaksi ja tapahtuu betonin plastisoituminen (Kuva 2.3). Tämä on merkki siitä, että vetopuolen terästen jännitys on saavuttanut teräksen lujuuden myötörajan. (McCormac ja Nelson, 2006.)

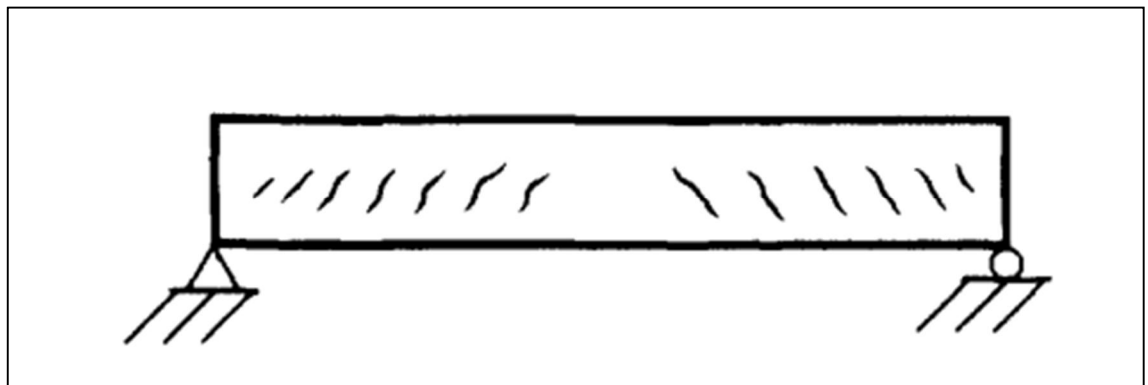


Kuva 1.3. Betonin puristuslujuuden muutos terästen myötäessä (McCormac ja Nelson, 2006)

Vetoterästen myötäämisen johdosta puristuspuolen jännitys kasvaa nopeasti ilman suurempaa kuorman lisäämistä. Lopuksi puristuspuolen rasiustokuvaaja muistuttaa nelikulmiota, jonka jälkeen puristuspuolen betoni saavuttaa murtolujuutensa ja murtuu.

2.1.2 Leikkaus

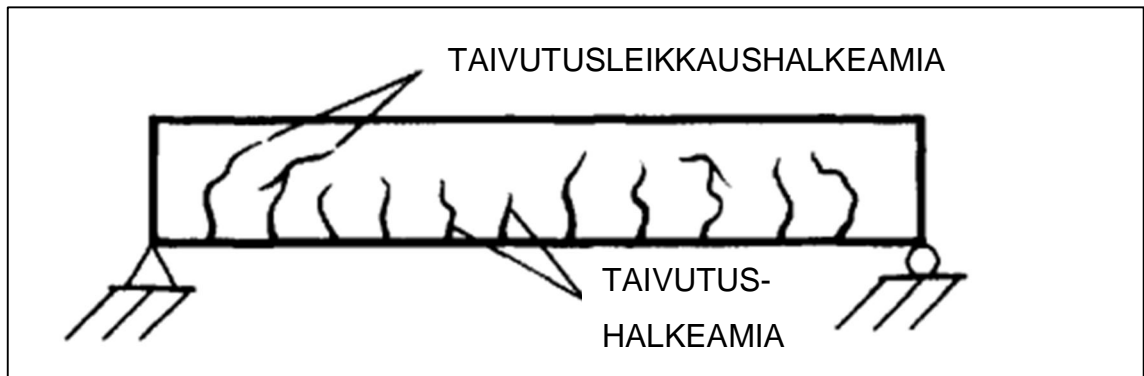
Kuormitusta lisättäessä vinot leikkaushalkeamat alkavat syntyä palkin uumaan tuen läheisyyteen, jossa palkin leikkausrasitukset ovat suurimmillaan. Halkeamat voivat syntyä joko yksinään (kuva 2.4) tai taivutushalkeamien yhteydessä (Kuva 2.5).



Kuva 2.4. Leikkaushalkeamia palkin uumassa (McCormac ja Nelson, 2006)

Leikkaushalkeamat voivat syntyä toisinaan yksinään palkin uumaan ilman taivutushalkeamia. Halkeama syntyy ensi uumaan ja laajenee vedettyä pintaa kohti. Tämän kaltaisia leikkaushalkeamia syntyy yleensä esijännitetyissä palkeissa, joissa halkeilun syntyhetkellä vedetty puoli on vielä puristettuna. Ilmiö korostuu,

jos palkissa on leveät laipat ja ohut uuma. Tällainen palkki on esimerkiksi esijännitetty I-palkki. Uumaan syntyvät leikkaushalkeamat voivat esiintyä joskus myös jatkuvien palkkien tukien läheisyydessä ja yksinkertaisten tukien vieressä tai muissa paikoissa, joissa momentti on verrattain pieni ja leikkausvoima suuri. (McCormac ja Nelson, 2006.)



Kuva 2.5. Taivutusleikkaushalkeamia palkissa (McCormac ja Nelson, 2006)

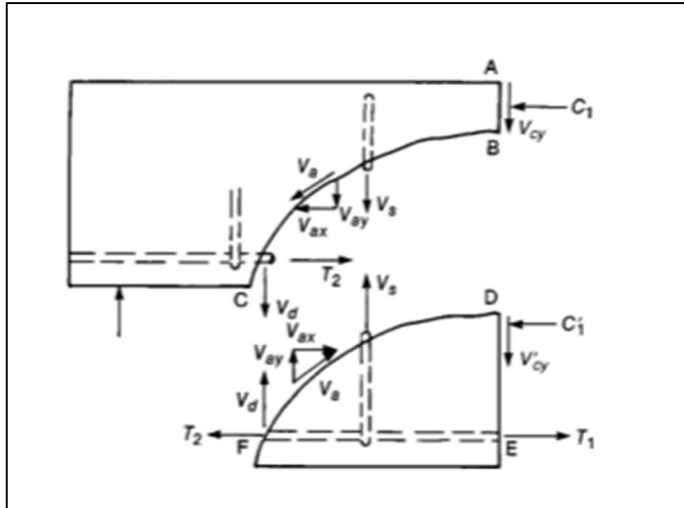
Kuvassa 2.5 on esitetty taivutusleikkaushalkeamia, jotka esiintyvät taivutushalkeamien yhteydessä. Niitä esiintyy niin normaalien kuin esijännitettyjen palkkien kanssa. Jotta taivutusleikkaushalkeamia syntyisi, rakenteeseen vaikuttavan momentin pitää olla yli poikkileikkauksen halkeilumomentin ja leikkausvoiman pitää olla suhteellisen suuri. (McCormac ja Nelson, 2006.)

Kun leikkaushalkeama laajenee neutraaliakselia kohti, leikkausrasitusta vastustava betonin poikkileikkaus pienenee, minkä johdosta ehjän betonin poikkileikkauksen leikkausjännitys kasvaa. Neutraaliakselin kohdalla taivutusrasitukset ovat nollassa ja leikkausrasitukset maksimissa, minkä takia halkeaman etenemiseen neutraaliakselilta ylöspäin vaikuttaa vain leikkausrasitus. (McCormac ja Nelson, 2006.)

Halkeilemattomassa poikkileikkauksessa betoni kantaa yksinään kaikki leikkausrasitusta aiheuttavat kuormat. Kun taivutushalkeama on syntynyt poikkileikkauksessa, leikkausrasitus siirtyy poikkileikkauksen yli seuraavien voimakomponenttien avulla (Kuva 2.6):

- Halkeaman yläpuolisen ehjän betonin poikkileikkauksen leikkauskestävyyden (V_{cy}) avulla, mikä vastaa 20–40 prosenttia poikkileikkauksen alkuuperäisestä leikkauskapasiteetista.

- Halkeaman molempien puoliskojen runkoaineiden välisen kitkan (V_{ay}) avulla, mikä vastaa 33–50 prosenttia poikkileikkauksen alkuperäisestä leikkauskapasiteetista.
- Vetoterästen vaarnatoiminnan (V_d) avulla, mikä vastaa 15–25 prosenttia poikkileikkauksen alkuperäisestä leikkauskapasiteetista. (MacGregor ja Wight, 2009.)



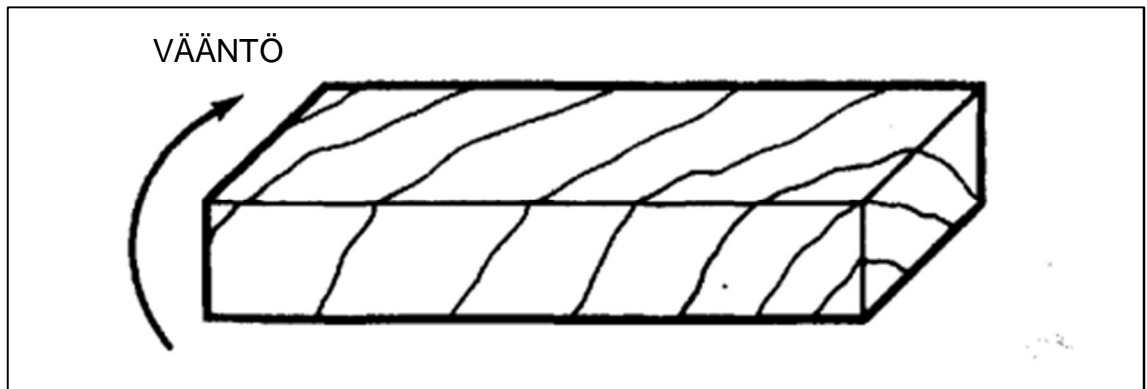
Kuva 2.6. Leikkaushalkeamassa toimivat voimat (MacGregor ja Wight, 2009)

Komponenttien V_{cy} , V_{ay} ja V_d osuuksia ei käytännössä pystytä määrittämään, koska ne eivät aiheuta näkyviä muodonmuutoksia. Tästä syystä suunnittelussa käytetään näiden ilmiöiden kapasiteettien summaa (V_c), joka ymmärretään usein väärin pelkäksi betonin leikkauskapasiteetiksi. (MacGregor ja Wight, 2009.)

Vasta kun taivutushalkeamat ovat laajentuneet leikkaushalkeamiksi, palkin leikkausraudoitus alkaa ottaa leikkausrasituksia vastaan. Leikkausraudoitus ottaa leikkausrasituksia vastaan niin kauan kunnes jännitys ylittää niiden myötörajan. Leikkausterästen myötäämisen alettua leikkaushalkeamat kasvavat nopeasti, minkä takia voimakomponentti V_{ay} pienenee. V_{ay} :n pienentyessä voimakomponentit V_{cy} ja V_d kasvavat. Tätä jatkuu niin pitkälle, kunnes voiman V_d vaikutuksesta pääterästen vaarnatoiminta pettää pääterästen myötäämiseen ja palkin puristusvyöhyke murtuu yhdistetyn leikkaus- ja taivutusrasituksen johdosta. (MacGregor ja Wight, 2009.)

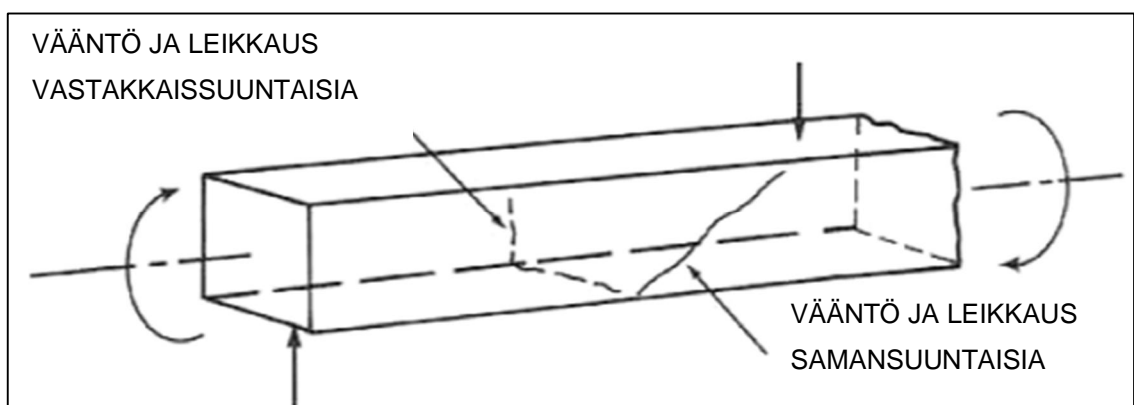
2.1.3 Vääntö

Vääntöhalkeamat muistuttavat olemukseltaan leikkaushalkeamia. Jos palkkia rasittaa puhdas vääntö, halkeamat muodostuvat 45 asteen kulmassa tasaisesti sen jokaiselle puolelle kuvan 2.7 mukaisesti. (McCormac ja Nelson, 2006.)



Kuva 2.7. Palkin vääntöhalkeilu puhtaan väännön vaikutuksesta (McCormac ja Nelson, 2006)

Normaalissa palkissa, jota rasittavat myös leikkaus- ja taivutusrasitus, vääntöhalkeamat ovat enemmän esillä sillä puolella, jossa leikkaus- ja vääntörasitukset ovat samansuuntaisia. Palkin toisella puolella, jossa leikkausrasitus ja vääntörasitus ovat vastakkaissuuntaisia, halkeamat jäävät pienemmiksi tai jäävät jopa kokonaan pois (Kuva 2.8). (MacGregor ja Wight, 2009.)



Kuva 2.8. Palkin vääntöhalkeamat normaalissa palkissa (MacGregor ja Wight, 2009)

Kuvassa 2.8 palkin etupuolella vääntö- ja leikkausrasitukset ovat samansuuntaisia, joten halkeama on muodoltaan tyypillinen 45 asteen kulmassa menevä halkeama. Takapuolella vääntö- ja leikkausrasitus ovat puolestaan vastakkaisuuntaisia, minkä takia halkeama on lähes pystysuorassa asennossa.

Vääntömurto voi tapahtua monella tavalla. Pääteräkset tai leikkausteräkset voivat myötää, jonka seurauksena betonin puristuskapasiteetin ylityksestä johtuen betoni murtuu. Palkeissa, jotka ovat yliraudoitettuja väännön suhteen, betoni murtuu halkeamien välissä ennen kuin teräksissä tapahtuu myötäämistä. (MacGregor ja Wight, 2009.)

2.2 Toiminnan kannalta oleellisia asioita

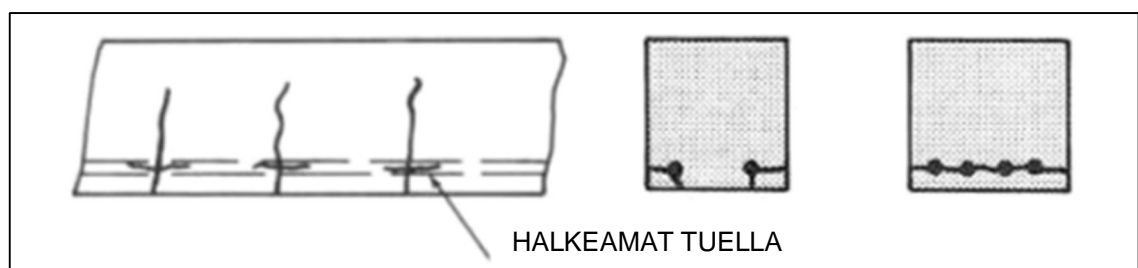
2.2.1 Betonin puristusmurto

Normaalisti betonin puristetun osuuden murto tapahtuu vetoterästen myötäämisen jälkeen. Jos näin tapahtuu, palkki on tasapainoraudoitettu.

Jos palkissa on tasapainoraudoitusta enemmän vetoraudoitusta, sen puristuspuolella oleva betoni murtuu ennen kuin vetopuolen teräkset alkavat myötäämään. Tällaista palkkia kutsutaan yliraudoitetuksi. Palkin suunnittelussa yksi keskeisistä lähtökohdista on se, että palkkia ei yliraudoiteta. Ylirauditus johtaa siihen, että palkin murtotyyppi on hauras, eli selvästi huomattavia muodonmuutoksia ei tapahdu ennen murtoa.

2.2.2 Pääterästen liukuma

Pääterästen liukuma aiheuttaa pysty- ja vaakasuuntaista halkeilua lähellä palkin tukea (Kuva 2.9).



Kuva 2.9. Pääterästen liukumasta johtuvat halkeamat palkin tuen läheisyydessä (MacGregor ja Wight, 2009)

Kuten kuvasta 2.9 nähdään, palkin akselin suuntainen ja vastasuuntainen halkeilu esiintyy pääterästen korkeudella palkin tuen läheisyydessä. Halkeilu on näkyvää usein myös palkin alapinnalla, jos pääterästen jako on harva. Palkeissa, joissa pääterästen jako on tiheä, halkeilua ei yleensä esiinny palkin alapuolella.

Pääterästen liukuma aiheuttaa palkissa kasvavaa taipumaa. Tämä johtuu siitä, että liukuessaan pääteräkset eivät ota rasituksia vastaan yhtä paljon kuin liukumattomassa tilassa. Samalla palkin jäykkyys ja kantokyky heikkenevät. Jos pääterästen tartunta lähenee nollaa, tapahtuu palkissa tartuntamurto, kun pääteräkset eivät ota yhtään vastaan rasituksia ja betoni pääsee vetomurtumaan vapaasti.

3 Palkkivälipohjarakenteet viime vuosisadalla

Välipohjarakenteissa palkistoja on käytetty tyypillisesti 1900-luvun ensimmäisellä puoliskolla. 1800-luvun jälkeen betonirakenteet kehittyivät suuria harppauksia ja ne arkipäiväistyivät rakentamisessa. Nykypäivän näkökannasta katsottuna palkkivälipohjarakenteet ovat turhan monimutkaisia ja työläitä rakentaa. 1900-luvun alkupuoliskolla oli kuitenkin saatavilla paljon halpaa työvoimaa, ja materiaalipulan takia laattavälipohjarakenteet olivat edullisempia, koska niihin kului terästä ja betonia laattavälipohjia vähemmin.

3.1 Laattapalkistorakenteet

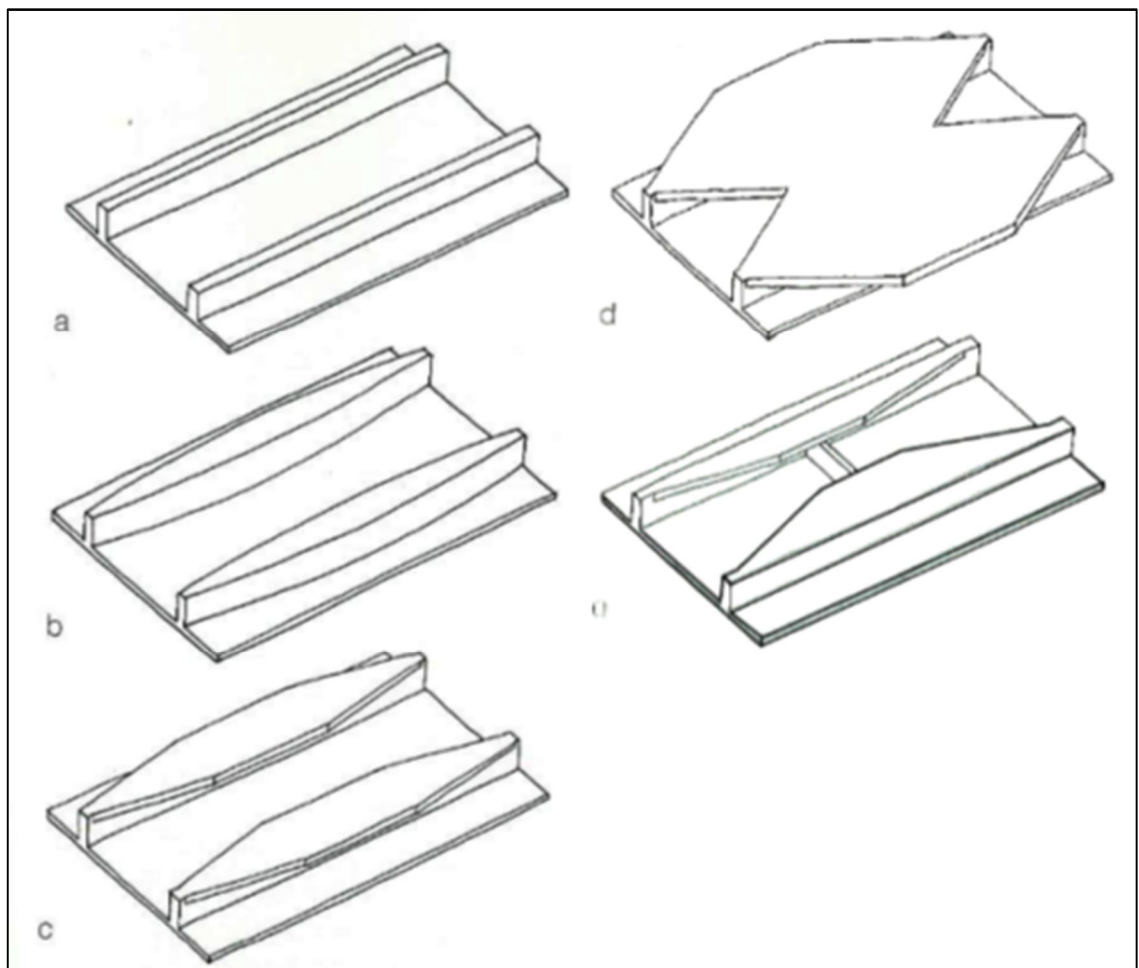
3.1.1 Alalaattapalkisto

Yleisin yksittäinen välipohjamuoto 1900-luvun alkupuolella oli alalaattapalkisto. Se vakiinnutti asemansa 1920-luvun alkuun mennessä ja sitä käytettiin aina 1950-luvun alkuun saakka. (Kerrostalot 1880–1940, 2002.)

Alalaattapalkisto koostuu teräsbetonipalkeista, joiden alapinnassa on ohut teräsbetoninen alalaatta. Palkkien päälle tuleva erillinen lattiarakenne on yleensä tehty puusta tai teräsbetonista. Palkkiväleissä olevassa tyhjässä tilassa on yleensä puulattian tukirakenteita tai teräsbetonilaatan muottilaudoitusta. Palkki-

väleistä löytyy myös orgaanista ja epäorgaanista rakennusjätettä, jota laitettiin sinne ääneneristykseksi. Kosteustekniseltä kannalta rakenne on riskialtis, koska kastuessaan rakenne ei pääse kuivumaan, mikä aiheuttaa helposti sisäilmaongelmia. Tästä syystä erityisesti korjauskohteissa tällaisten rakenteiden korjausaste on varsin korkea.

Rakenteen kokonaispaksuus on yleensä 400–450 millimetriä. Palkkien tavanomainen jänneväli on 5–6 metriä, ja niiden keskinäinen etäisyys on yleensä 1–1,3 metriä. Palkkien yksinkertaisin poikkileikkausmuoto on 300–400 millimetriä korkea ja 100–150 millimetriä leveä suorakaide, joka ulottuu tasapaksuna tuelta tuelle. Kuvassa 3.1 on esitetty yleisimpiä palkkimuotoja.



Kuva 3.1. Alalaattapalkiston palkkityyppejä (Kerrostalot 1880–1940, 2002)

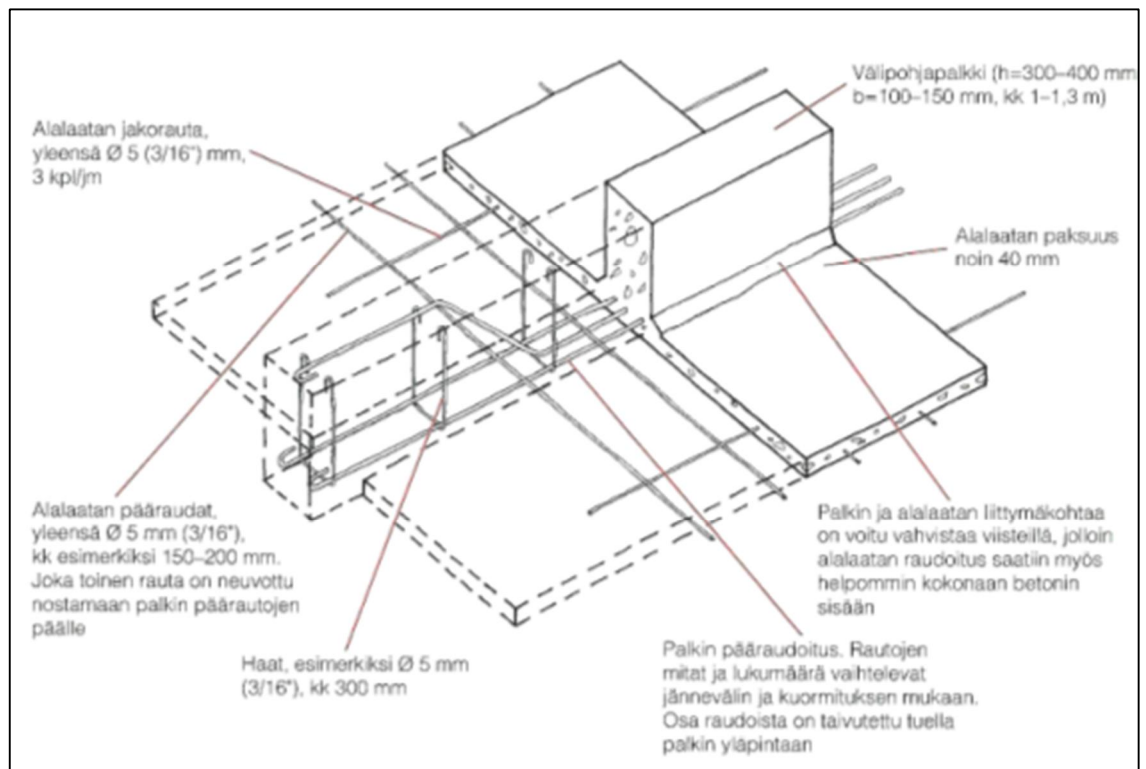
Kuvassa 3.1 esitetyistä muodoista yleisimmät ovat a, b ja c. Betonille tuleva puristusjännitys on suurimmillaan palkin yläosassa jännevälän keskellä. Jos puristuskapasiteetti normaalilla suorakaiteen muotoisella poikkileikkauksella ei

riitä, betonille tulevaa jännitystä voidaan madaltaa tekemällä palkista mahapalkki (b) tai lisäämällä palkin yläosaan laipat (c–e). Tämä kertoo osaltaan siitä, että betonin puristuslujuudet olivat alalaattapalkistojen aikana varsin matalia; alimillaan vain 15 N/mm².

Alalaattapalkiston palkit liittyvät yleensä toisesta päästään ulkoseinän tiilimuuriin ja toisesta rakennuksen rungon suuntaiseen primääripalkkiin. 1920-luvun primääripalkit saattavat olla esimerkiksi 100 mm leveitä ja 800 mm korkeita, minkä takia primääripalkit ulottuvat alempaan kerrokseen. Alemmassa kerroksessa palkki on yleensä piilotettu väliseinän sisälle. Helsingin rakennustarkastusvirasto kielsi tällaiset rakenteet vuonna 1926, minkä jälkeen primääripalkit on yritetty tehdä yhtä korkeiksi alalaattapalkiston palkkien kanssa. (Kerrostalot 1880–1940, 2002.)

Palkkien liitoksissa tiilimuuriin ei tarvita erillisiä tartuntaosia, vaan palkki pysyy paikallaan kitkan avulla. Tiilimuuriin tuleva liitos on staattiselta toiminnaltaan jäykkä. Palkin yläreunaan tulevat vetojännitykset viedään tuelle palkin yläreunan puristuksen avulla. Ulkoseinälinjalla palkit liittyvät usein ikkunoiden yläpuolella kulkevalle aukkopalkkiin, jonka liitos on myös niin ikään jäykkä (Kerrostalot 1880–1940, 2002).

Kuvassa 3.2 on esitetty alalaattapalkiston tyypillinen raudoitus.



Kuva 3.2. Alalaattapalkiston tyypillinen raudoitus (Kerrostalot 1880–1940, 2002)

Kuvassa 3.2 nähtävässä raudoituksessa palkeissa pituussuuntaisia teräksiä on vain palkin alalaidassa ja haat ovat u-hakoja. Näin ollen palkki ei kestä vääntö-raudoitusta betonin halkeilukestävyyttä enempää. Palkin alapinnan pääteräksistä osa on taivutettu tuen läheisyydessä palkin yläpintaan kahdesta syystä. Ensinnäkin ne ottavat vastaan vetoa, joka kehittyy jäykällä tuella palkin yläreunaan. Toisekseen ne toimivat vinolla osuudella palkin leikkausraudoituksena hakojen ja betonin kanssa.

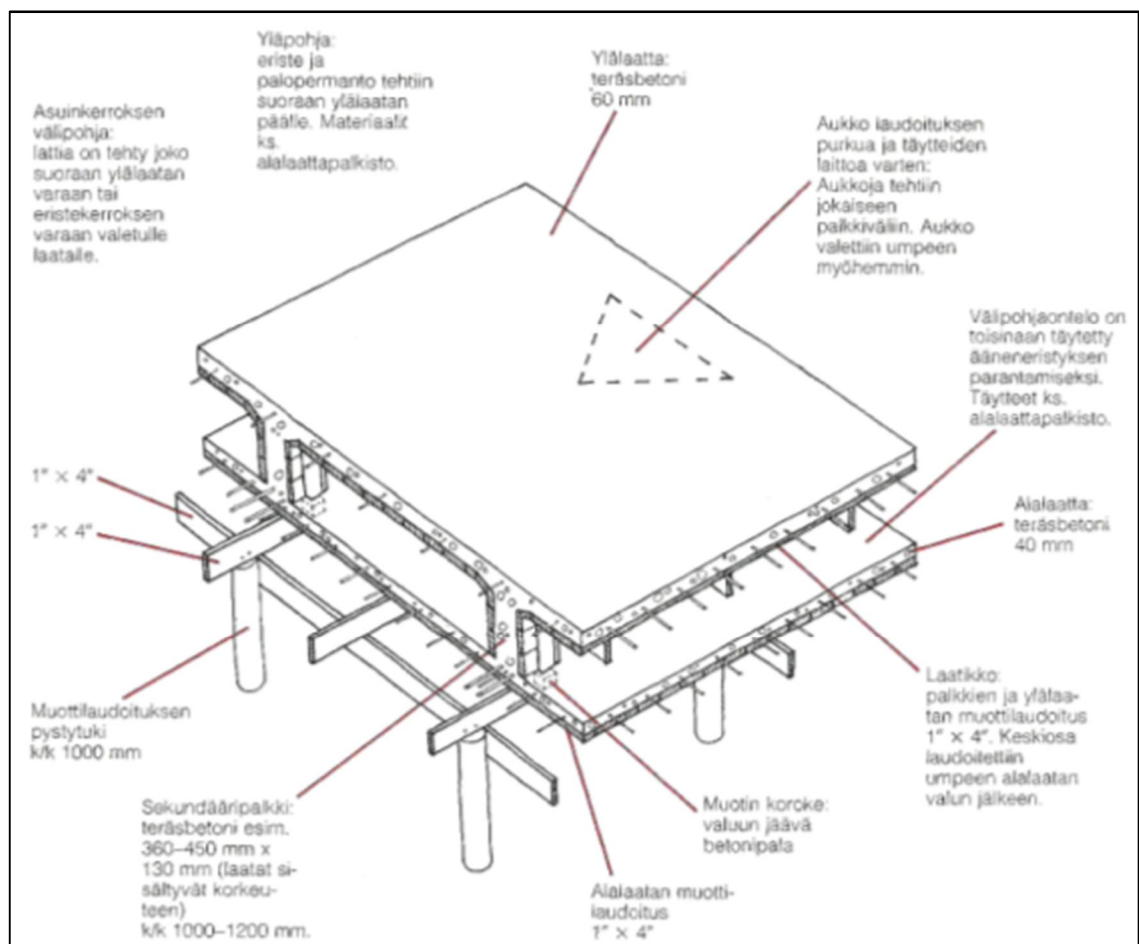
Alalaatta on yleensä varsin harvaan raudoitettu ja ohut. Helsingin rakennustarkastusviraston vuoden 1929 määräyksen mukaan palkkiväli saa olla enintään 1,2 metriä, jos alalaatan paksuus on 40 millimetriä. Ennen tätä määräystä on käytetty jopa 30 millimetriä paksuja alalaattoja. Raudoituksena alalaatoissa on käytetty minimissään 5 mm teräksiä 200 mm jaolla. (Kerrostalot 1880–1940, 2002.)

Laattapalkistojen käyttö jatkui aina 1950-luvulle asti. Jo 1930-luvulla asuntorakentamisessa kokeiltiin massiivisia teräsbetonilaattoja, mutta sotien jälkeisen materiaalipulan takia laattapalkistot pitivät pintansa. Tämä johtui siitä, että betonia ja terästä kului massiivisiin teräsbetonilaattoihin enemmän. Sotien jälkeen

työvoima oli vielä niin edullista, että laattapalkistojen muottityön suuri työmäärä ei haitannut. (Kerrostalot 1880–1940, 2002.)

3.1.2 Kaksoislaattapalkisto

Kaksoislaattapalkisto koostuu teräsbetonisista palkeista, ohuesta alalaatasta ja kantavasta ylälaatasta (Kuva 3.3). Tätä välipohjamuotoa on käytetty pääasiassa 1920- ja 1930-lukujen rakennuksissa. (Kerrostalot 1940–1960, 1989.)



Kuva 3.3. Kaksoislaattapalkisto (Kerrostalot 1940–1960, 1989)

Kaksoislaattapalkisto oli monoliittisena rakenteena vaikeatekoinen. Muottilaudoitus koostui alalaatan laudoituksesta ja sen päälle tehdystä palkkien ja ylälaatan laudoituksesta. Valu tapahtui kahdessa vaiheessa, mutta ilman varsinaista valusaumaa. Ensin valettiin alalaatta, minkä jälkeen valettiin palkit ja ylälaatta. Muottilaudoitus purettiin palkkivälistä ylälaattaan tehtävän aukon kautta tai sitten se jätettiin paikoilleen. (Kerrostalot 1940–1960, 1989.)

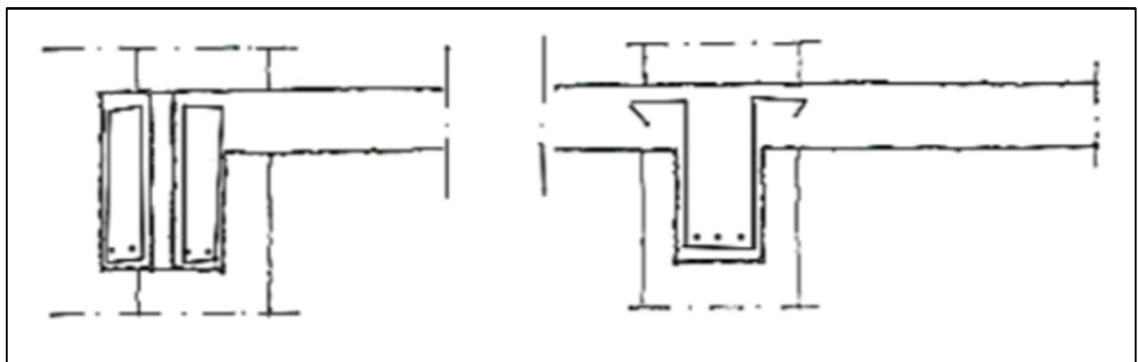
Rakenteellisesti kaksoislaattapalkisto on varsin lähellä alalaattapalkistoa. Suurimpana erona on se, että ylälaatta toimii palkin kanssa T-poikkileikkauksena. Näin ollen ylälaattaa ei voida purkaa suoraan vaikuttamatta palkkien kantavuuteen. Tämä hankaloittaa palkkiväleissä olevan rakennusjätteen ja muottilaudoituksen purkamissa korjausrakennuskohteessa. Kun ylälaattaan tehdään reikiä, ne on syytä tehdä laatan keskialueelle, jotta T-poikkileikkaus säilyisi.

3.1.3 Massiivilaatta

Vaikka massiivilaatta ei varsinaisesti ole puhdas palkkivälipohjarakenne, se voidaan lukea sellaiseksi pilari-palkkirungolla toteutetuissa kohteissa. Pilari-palkkirunko, joka on yleinen runkotyyppi teollisuudessa, on ollut käytössä myös asuin- ja liikerakentamisessa 1960- ja 1970-luvuilla. (Kerrostalot 1960–1975, 1994.)

Kuten alalaattapalkistojen kohdalla kerrottiin, massiivilaattoja kokeiltiin ensimmäisen kerran jo 1930-luvun puolivälin tienoilla. Laajemmin ne kuitenkin yleistyivät vasta 1950-luvun alkupuolella, kun sodan jälkeinen materiaalipula alkoi helpottaa. (Kerrostalot 1880–1940, 2002.)

Kuvassa 3.4 on esitetty massiivilaatan primääripalkkien raudoitusta pilari-palkkirungon yhteydessä.



Kuva 3.4. Tyypillinen massiivilaatan primääripalkkien rauditus

Kuvassa 3.4 nähdään, että rakennuksen sisällä olevissa palkeissa on käytetty vielä avohakoja, vaikka yleisesti jo suositeltiin umpihakoja (Rakentajain kalenteri, 1969). Ulkoseinällä palkkeja on yleensä kaksi, joista toinen kannattelee jul-

kisivua ja toinen välipohjaa. Ulkoseinälinjalla palkeissa joudutaan käyttämään umpihakoja, koska siellä palkille tulee myös vääntörasitusta.

3.2 Teräslaadut

Vuosisadan ensimmäisellä puoliskolla ennen 1950-lukua teräsbetonipalkkirakenteissa on käytetty lähinnä sileitä raudotteita. Harjateräksen kotimainen koe-käyttö ja valmistus aloitettiin 1940-luvun lopulla. Läpimurron harjateräs koki vuoden 1954 betoninormeissa, joissa se kohosi tärkeimmäksi teräslaaduksi. (Kerrostalot 1940–1960, 1989.)

1940-luvun sileäpintaiset ja kuumavalssatut betoniteräslaadut olivat St 37 (vetomurtolujuus = 370 N/mm^2), St 44 (vetomurtolujuus = 440 N/mm^2) ja St 52 (vetomurtolujuus = 520 N/mm^2). Jo vuoden 1913 Helsingin rakennustarkastuskonttorin ohjeiden mukaan raudoituksen vetomurtolujuuden pitää olla vähintään 370 N/mm^2 , joten mitoituksessa St 37 -teräslaatua voidaan käyttää sileäpintaisilla teräksillä, jos halutaan mitoituksen olevan varmalla puolella. (Kerrostalot 1880–1940, 2002.) St-teräkset vastaavat myötälujuuksiltaan nykyisiä S235-, S275- ja S355-teräksiä. 1940-luvulla kuumavalssattujen terästen laadun piti olla myös hitsattava. Vuoden 1946 betoninormien mukaan kylmänä vedettyjen teräksien vetolujuus oli 500 N/mm^2 , mutta niitä ei saanut hitsata tai lämpökäsitellä. Sileäpintaisten terästen normaalihalkaisijat olivat 5, 6, 8, 12, 16, 19, 20, 22, 25, 28, 32 ja 38 mm. (Kerrostalot 1940–1960, 1989.)

Edellisessä kappaleessa esitetyt kolme sileäpintaista teräslaatua ovat käytännössä pysyneet samoina myös 1960- ja 1970-luvuilla. Niitä on vain eri aikoina kutsuttu eri nimillä. Esimerkiksi 1960-luvulla oli käytössä A22(S)- ja A32(S)-teräslaadut, jotka vastaavat lujuuksiltaan S235- ja S355-teräksiä. 1970-luvulla kuumavalssattuna sileäpintaisena teräksenä käytettiin enää laatua A220(S), joka vastaa lujuudeltaan S235-laatua. Teräslaatuja sai niin S-kirjaimen kanssa kuin ilman. S-kirjain tarkoittaa SFS-standardien mukaan, että teräs on hitsattavissa. Myöhemmin EN-standardin mukaisesti S-kirjain korvautui kirjaimella W. (Kerrostalot 1960–1975, 1994.)

Harjateräs valmistettiin samalla tavalla kuin sileäpintainen kuumavalssattu teräs, mutta se varustettiin poikittaisilla harjoilla teräksen ja betonin välisen tar-

tunнан lisäämiseksi. 1940-luvun lopulla otettiin käyttöön kotimainen V40-tyyppinen harjateräs, jonka myötöraja oli 400 N/mm^2 (vetomurtolujuus $600\text{--}750 \text{ N/mm}^2$). 1960-luvun alussa harjateräksen osuus kaikista käytetyistä betoniteräksistä oli noin 75 prosenttia ja vuoteen 1975 mennessä se oli jo käytännössä kokonaan syrjäyttänyt sileät teräkset palkkirakenteissa (Betonitekniikka, 1975). Harjaterästen normaalihalkaisijat olivat 8, 10, 12, 15, 18, 20, 22, 25 ja 30. (Kerrostalot 1940–1960, 1989.)

Harjateräksenä on 1980-luvun alkuun saakka ollut laatu, jonka myötöraja on 400 N/mm^2 , minkä jälkeen pääasiallisena raudoituksena on käytetty harjaterästä A500HW.

3.3 Betonilaadut

1930-luvun lopulla betonimassassa käytetyt kiviainekset on jaettu hienoon kiviainekseen eli hiekkaan (raekoko $<7 \text{ mm}$), karkeaan kiviainekseen (raekoko $7\text{--}70 \text{ mm}$) ja säästökiviin, joiden halkaisija on $100\text{--}400 \text{ mm}$. Palkkirakenteiden ohuuden ja suhteellisen tiuhan raudoituksen takia säästökiviä ei välipohjissa ole käytetty. (Kerrostalot 1880-1940, 2002.)

Vuosisadan alun vuosikymmenillä betonin laadussa oli suuria heittelyitä. Työmaalla betonin ainesosat mitattiin tilavuuden mukaan, mikä ei johtanut tarkkaan lopputulokseen. Yleisin välipohjissa käytetty betonin sekoitussuhde 1950-luvulle saakka oli tilavuusosina 1:3:3 (sementti, hiekka, sepeli) (Betoni – perustietoa arkkitehtipiskelijalle, 2010). Tällä suhteella päästää parhaimmilla noin K20-luokan betoniin, mutta lisäämällä liikaa vettä massaansa lujuus voi jäädä paljon huonommaksi.

4 Viranomaisvaatimukset viime vuosisadalla

Jotta pystyttäisiin arvioimaan rakenteiden kantavuutta luotettavasti, on tunnettava rakenteiden teon aikaisia käytäntöjä, materiaaleja ja suunnittelun lähtökohtia. Näin ollen pystytään laskennallisesti tarkastelemaan rakenteen kapasiteettia sen aikaisten suunnittelukuormien ja sallittujen materiaalilujuuksien perusteella. Tämä on tärkeä asia kantavuuden arvioinnin prosessissa, koska näin voidaan

tarkastaa ja arvioida laskelmien oikeellisuutta. Rakenteen kapasiteetti lasketaan mahdollisimman tarkasti sen teon aikaisilla kuormilla ja materiaalien sallituilla lujuuksilla. Samalla voidaan selvittää myös mahdolliset virheet sen alkuperäisessä mitoituksessa.

4.1 Kuormat

Vuosisadan alussa ei ollut koko maata koskevia kuormitusnormeja. Yleisimmin käytössä olivat Helsingin kaupungin rakennustarkastuskonttorin säädöskokoelma, raudoilla jäykistettyä ja jäykistämätöntä betonityötä koskevia säädöksiä, kuin myös määrääroja kuormituksille ja sallituille ainerasituksille, vuodelta 1913. (Kerrostalot 1940–1960, 1989.)

Vuonna 1932 tulivat voimaan ensimmäiset koko maata koskevat kuormitusnormit. Nämä normit sisältyivät sisäministeriön päätökseen eräistä huonerakenteista. Tämän päätöksen mukaan asuin- ja toimistohuoneistojen hyötykuorma oli $2,5 \text{ kN/m}^2$. Puurakennuksissa sallittiin $2,0 \text{ kN/m}^2$. Kokoushuoneistojen sekä portaiden hyötykuorma oli $4,0 \text{ kN/m}^2$, ullakoilla puolestaan hyötykuormana oli $1,5 \text{ kN/m}^2$. Jos asuin- ja toimistorakennuksissa rakenteet kuormittuivat useammasta kuin yhdestä kerroksesta, sai hyötykuorman laskea seuraavasti: rakennetta lähinnä olevan kerroksen koko hyötykuorma otettiin huomioon ja seuraavien kerroksien hyötykuormaa vähennettiin peräkkäin 15, 30, 40 ja lopuilla 50 prosentilla. (Kerrostalot 1940–1960, 1989.)

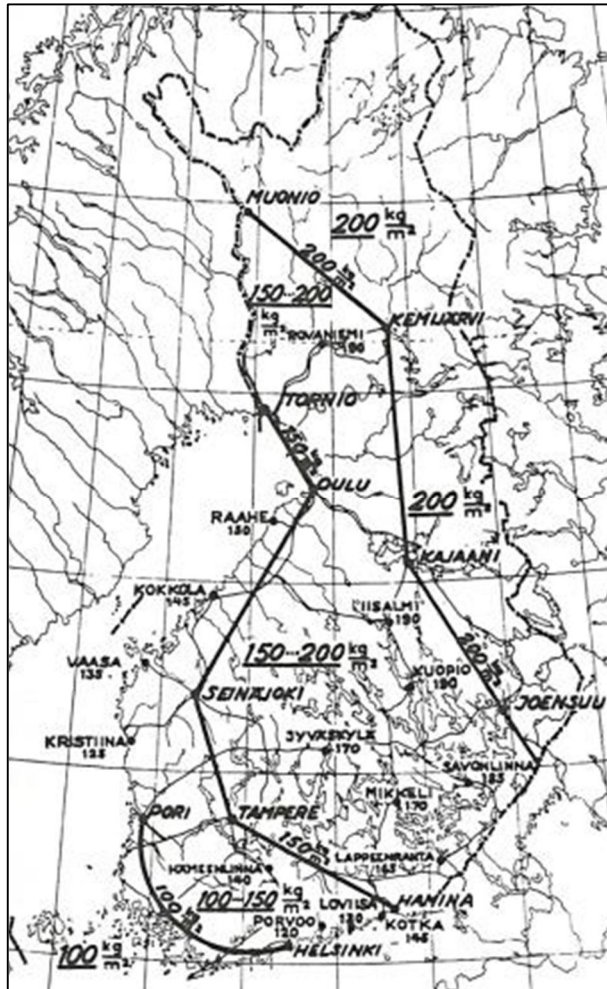
Vuoden 1932 kuormitusnormien mukainen lumikuorma oli Uudenmaan sekä Turun ja Porin läänissä $1,0\text{--}1,5 \text{ kN/m}^2$ ja maan muissa osissa $1,5\text{--}2 \text{ kN/m}^2$. Tuulikuorma oli sisämaassa $1,0 \text{ kN/m}^2$ ja rannikolla $1,25 \text{ kN/m}^2$. (Kerrostalot 1940–1960, 1989.)

Vuonna 1941 kuormitusnormeihin tehtiin sisäministeriön päätöksellä lisäys, jonka mukaan asuin- ja toimistohuoneistojen hyötykuormaksi sallittiin $2,0 \text{ kN/m}^2$ edellyttäen, että raudoitettut betonirakenteiset välipohjarakenteet tehtäisiin joko massiivisina laattarakenteina tai ylälaatatalla varustettuina palkistoina. Tämä määräys koski myös kiinteällä ylä- ja/tai alalaatatalla varustettua palkistoa. Näin ollen käytännössä kaikki vuosina 1940–1960 rakennetut asuin- ja toimistohuo-

neistojen välipohjien rakenteet on suunniteltu käyttäen hyötykuorman arvoa 2,0 kN/m². (Kerrostalot 1940–1960, 1989.)

1950-luvun lopulla rakennuslain voimaan tulon jälkeen sisäministeriön vuoden 1932 päätöksen voimassaolosta oli monia mielipiteitä. Näin ollen vuoden 1932 päätöstä ei käytetty 1960-luvun ja 1970-luvun alun suunnittelussa. Tällä ajanjaksona käytettiin Rakennusinsinööriyhdistys Ry:n vuonna 1955 julkaisemia rakenteiden kuormitusmääräyksiä, RIY A26, sekä vuonna 1969 ilmestyneitä RIL:n rakenteiden kuormitusnormeja, RIL 59, koska voimassaolevia kuormituksia koskevia viranomaismääräyksiä ei ollut. (Kerrostalot 1960–1975, 1994.)

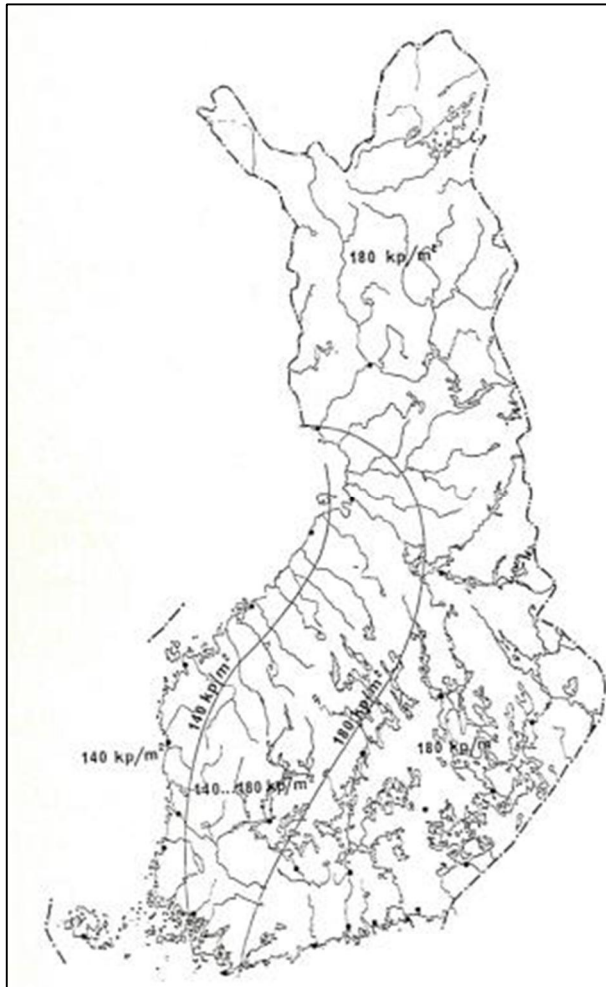
Rakenteiden kuormitusmääräykset, RKM, julkaistiin Rakennusinsinööriyhdistys Ry:n julkaisusarjassa vuonna 1955 numerolla RIY A26. Määräyksessä hyötykuormat eriteltiin oleskelu-, väkijoukko-, tavara-, ja liikennekuormiin. Asuin- ja toimistohuoneistojen oleskelukuorman suuruus oli 2,0 kN/m². Asuinrakennuksen säilytysullakon oleskelukuorma oli 1,5 kN/m² ja portaiden 3,0 kN/m². Parvekkeiden väkijoukkokuormaksi annettiin 4,0 kN/m². Kuvassa 4.1 näytetään RIY A26 määräyksen lumikuormat. (Kerrostalot 1960–1975, 1994)



Kuva 4.1. Lumikuorman arvot RIY A26:n mukaan (Kerrostalot 1960–1975, 1994)

Nämä lumikuormien arvot noudattelivat pääpiirteissään sisäministeriön vuoden 1932 päätöksen lumikuormia (Kerrostalot 1960–1975, 1994).

Vuoden 1969 rakenteiden kuormitusnormeissa (RIL 59) hyötykuormat eriteltiin henkilö- ja tavarakuormaan ja liikennevälinekuormaan. Henkilökuorma jaoteltiin edelleen oleskelu-, kokoontumis- ja tungoskuormaan sekä erilliseen pistekuormaan. Näihin kuormiin sisältyi pystysuora pintakuorma ja vaakasuora viivakuorma, jonka oletettiin vaikuttavan pystysuoran rakenteen puoliväliin, kuitenkin enintään 1,5 metrin korkeudelle. RIL 59:n mukaan kuormat olivat: oleskelukuorma (asunnot) pintakuormana $1,5 \text{ kN/m}^2$ ja viivakuormana $0,4 \text{ kN/m}^2$, kokoontumiskuorma (toimistot, portaat ja käytävät) pintakuormana $2,5 \text{ kN/m}^2$ ja viivakuormana $0,4 \text{ kN/m}^2$ ja tungoskuorma (parvekkeet) pintakuormana $4,0 \text{ kN/m}^2$ ja viivakuormana $0,8 \text{ kN/m}^2$. Kuvassa 4.2 näytetään RIL 59 kuormitusnormin lumikuormat. (Kerrostalot 1960–1975, 1994.)



Kuva 4.2. Lumikuorman arvot RIL 59:n mukaan (Kerrostalot 1960–1975, 1994)

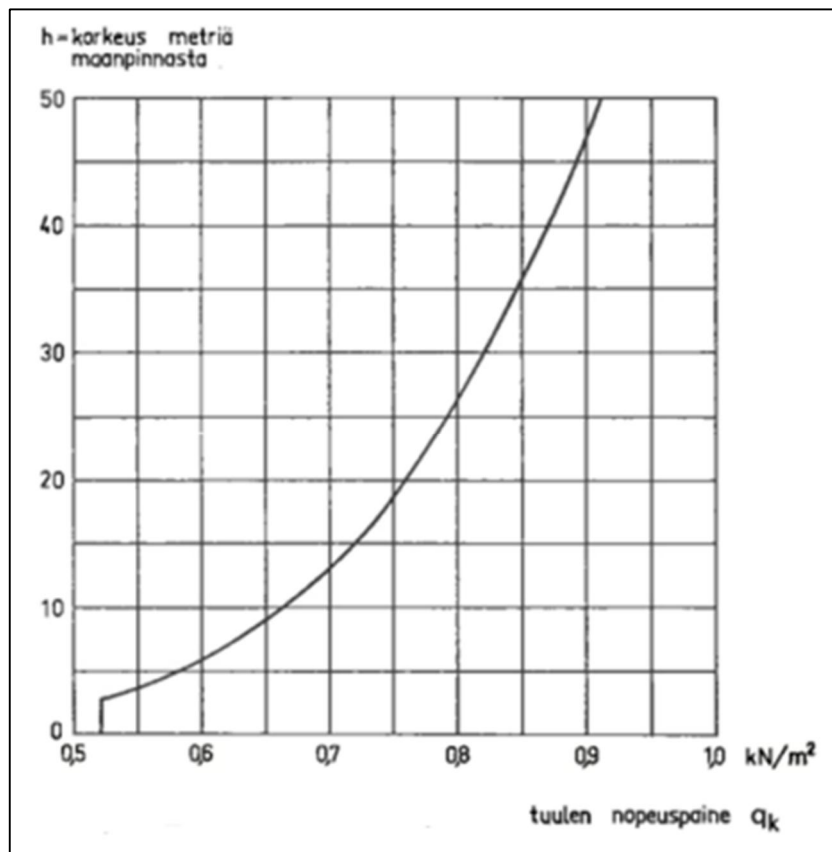
Samat lumikuorman arvot olivat käytössä myös sisäministeriön päätöksessä rakennusten vähimmäiskuormista vuodelta 1973. Lumikuormien arvot muuttuivat varsin dramaattisesti vuoden 1955 arvoihin verrattuna. Uudet arvot, jotka perustuivat uuteen ja kattavaan tutkimukseen, nostivat esimerkiksi Helsingissä lumikuorman arvoa 80 prosentilla. (Kerrostalot 1960–1975, 1994.)

Sisäministeriön päätös rakennuksen vähimmäiskuormista vuodelta 1973 noudatti muiltakin osilta pääpiisteissään RIL 59:ää. Päätöksessä rakennusten hyötykuormat jaettiin oleskelukuormiin I ja II, kokoontumiskuormaan, tungoskuormaan ja tavarakuormaan. Oleskelukuorman I katsottiin esiintyvän tiloissa, joiden käyttö edellytti asumista tai asumiseen rinnastettavaa käyttötapaa. Oleskelukuorman II katsottiin esiintyvän toimistohuoneissa, luokahuoneissa ja käyttötarkoitukseltaan niihin verrattavissa tiloissa. Kokoontumiskuorma katsottiin esiintyvän tiloissa, joiden käyttö edellytti kokoontumista, mutta ei tungosta. Tällaisia tiloja olivat luentosalit ja kokoushuoneet. Tungoskuormaksi miellettiin voi-

mistelu- ja juhlasalit, myymälät ja parvekkeet. Suuruudeltaan kuormat olivat: oleskelukuorma I:n arvo pintakuormana $1,5 \text{ kN/m}^2$, oleskelukuorma II:n arvo pintakuormana $2,0 \text{ kN/m}^2$, portaat ja käytävät pintakuormana $2,5 \text{ kN/m}^2$, kokoontumiskuorma $2,5 \text{ kN/m}^2$, tungoskuorma $4,0 \text{ kN/m}^2$ ja tavarakuormat $5,0\text{--}8 \text{ kN/m}^2$. (Kerrostalot 1960–1975, 1994.)

Sisäministeriön vuoden 1973 päätös sisälsi myös kuormien pienennyskertoimia. Mikäli rakenteelle kertyi kuormia useammasta kerroksesta, sai rakenteen kuormia pienentää seuraavalla tavalla: toisesta kerroksesta eteenpäin kyseisen kerroksen kuormaa sai pienentää 10, 20, 25, 30, 35, 40, 45 ja 9 kerroksessa ja siitä eteenpäin 50 prosentilla. Lisäksi päätöksessä oli kuormitustapauksille yhdistelykertoimia. Jos lumi- ja tuulikuorma vaikuttivat samanaikaisesti, sai toisen kuorman pienennyskertoimen käyttää 0,5. Edelleen toisen pienennyskertoimen sai käyttää 0,8 ja toisen 0,5, mikäli kuormitusyhdistelmään kuului lisäksi oleskelu tai kokoontumiskuorma. (Kerrostalot 1960–1975, 1994.)

Sisäministeriön vuoden 1973 päätöksessä rakennukseen kohdistuvat tuulikuormat laskettiin tuulen enimmäisnopeuksien aiheuttaman nopeuspaineen (Kuva 4.3) ja rakennuksen muodosta sekä tuulen suunnasta riippuvien muoto- ja painekertoimien avulla (Kerrostalot 1960–1975, 1994), eli periaatteessa samalla tavalla kuin nykypäivän suunnittelussakin.



Kuva 4.3. Tuulen nopeuspaineen funktio suhteessa rakennuksen korkeuteen Sisäministeriön päätöksen 1973 mukaan (Kerrostalot 1960–1975, 1994)

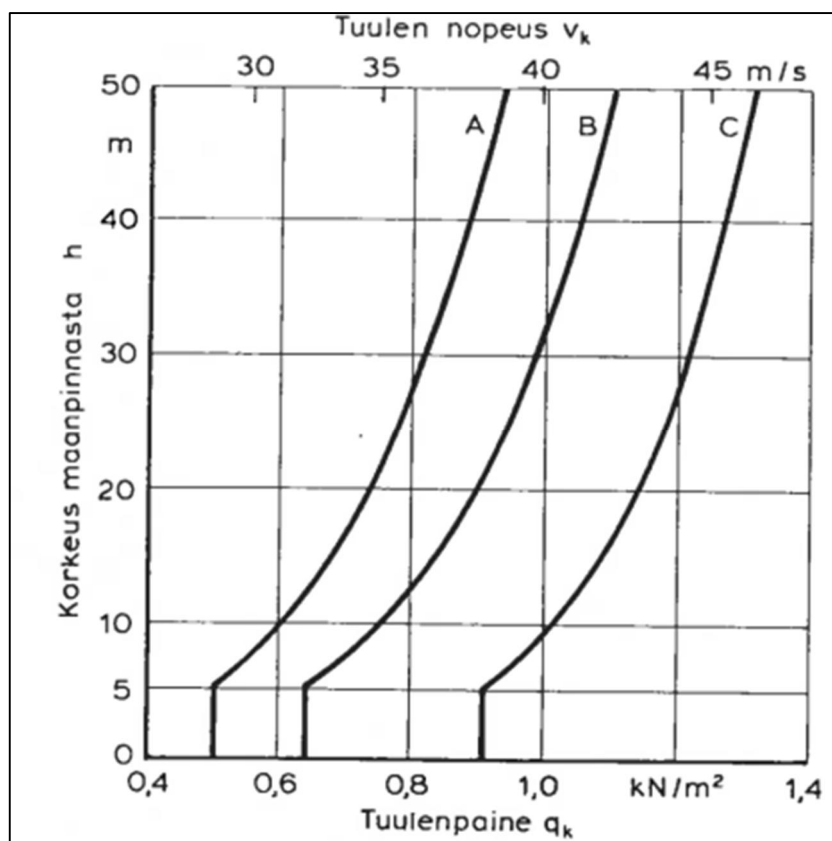
Kuvassa 4.3 esitettyä tuulen nopeuspaineen funktiota käytettiin kaikkien rakennusten tuulikuorman laskemisessa. Ainoastaan rannikolla ja ulkosaaristossa kuvasta 4.3 saatavaa tuulen nopeuspaineen arvoa korotettiin 25 prosentilla.

Vuonna 1976 tuli voimaan Suomen rakennusmääräyskokoelma. Kuormia koskevia määräyksiä esitettiin osassa B1. Kuormien osalta uudistus ei tuonut juuriakaan muutoksia. Tuuli ja lumikuormat säilyivät ennallaan ja hyötykuormiinkin tuli vain pieniä muutoksia. Hyötykuorman osalta ainut muutos oli kuormaryhmässä, katto- ja välitasot, joiden liikennettä ei ole rajoitettu. Siinä kuormien arvot nousivat 25 prosenttia. Toisin sanoen, esimerkiksi pintakuorma nousi 8 kN/m^2 :stä 10 kN/m^2 :iin. (RakMK B1, 1976.)

Seuraavan kerran Suomen rakennusmääräyskokoelman B1:tä päivitettiin vuonna 1978. Päivityksen uudistukset ja tarkennukset kuormien osalta koskivat osavarmuuskertoimia ja hyötykuormia. Ensimmäistä kertaa kuormien osavarmuuskertoimet esitettiin selkeästi rakennusmääräyskokoelmassa. Osavarmuuskerto-

toimet olivat pysyvälle kuormalle 0,9 tai 1,2 ja hyötykuormille 1,6. Eli samat, jotka ovat pysyneet rakennusmääräyskokoelman kuormien osavarmuuskertoimina tähän päivään saakka. Hyötykuormia koskevassa uudistuksessa käyttöön otettiin kuormien liikkuva osuus, joka oli kuormaryhmästä riippuen 70 % tai 100 %. (RakMK B1, 1978.)

Vuonna 1983 voimaan tullessa B1:n päivityksessä hyöty- ja lumikuormat pysyivät muuttumattomina. Tuulikuormassa sen sijaan otettiin käyttöön ensimmäistä kertaa maastoluokat (silloin aluejaot). Tuulen nopeuspaineen määrittämisessä käytettiin alueita A, B ja C (Kuva 4.4). Alue A käsitti manneralueet ja sen välittömässä läheisyydessä sijaitsevat suuret saaret. Alue B käsitti meren rannikkoalueen ja Ahvenanmaan. Alue C käsitti merialueen, eli ulkosaaret ja -luodot. (RakMk B1, 1983.)

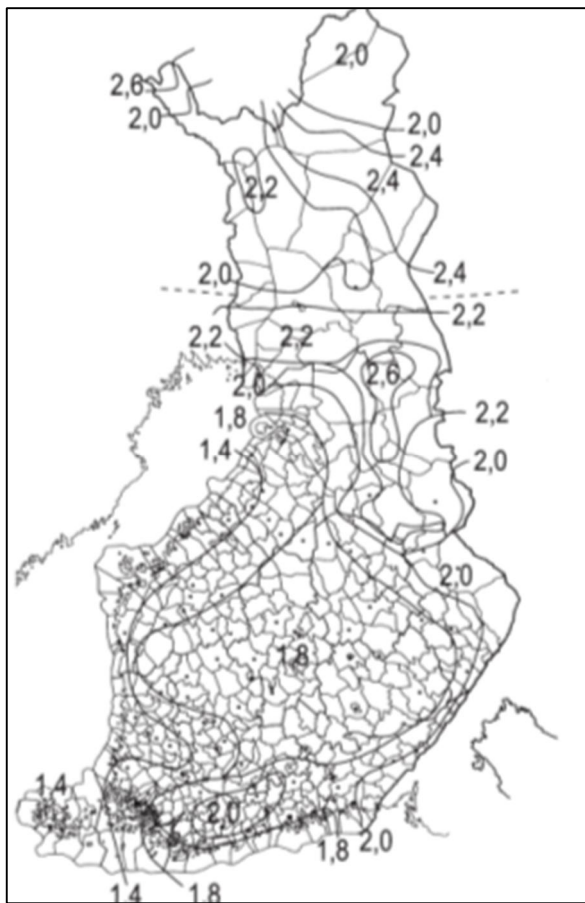


Kuva 4.4. Tuulen nopeuspaineen funktio suhteessa rakennuksen korkeuteen vuoden 1983 B1:n mukaan (RakMk B1, 1983)

Vertaamalla kuvaa 4.4 kuvaan 4.3 voidaan nähdä, että mantereella, rannikolla ja Ahvenanmaalla (alueet A ja B) tuulikuormat pysyivät lähestulkoon samoissa

arvoissa kuin ennen. Ainoastaan ulkosaarilla ja -luodoilla (alue C) tuulikuorma nousi noin 20–40% rakennuksen korkeudesta riippuen.

Vuonna 1998 tuli voimaan nykyinen B1:n versio, joka on edelleen voimassa. Kuluneessa viidessätoista vuodessa oli erityisesti luonnon kuormia tutkittu ja tutkimusten perusteella oli B1:een tehty suuria muutoksia. Lumikuorman arvot oli nyt määritetty 30 vuoden keskimääräisen maassa olevan lumikuorman arvoista, jotka kerrottiin 0,8 (RIL 144-1997, 1997). Kuvassa 4.5 on esitetty nämä arvot.

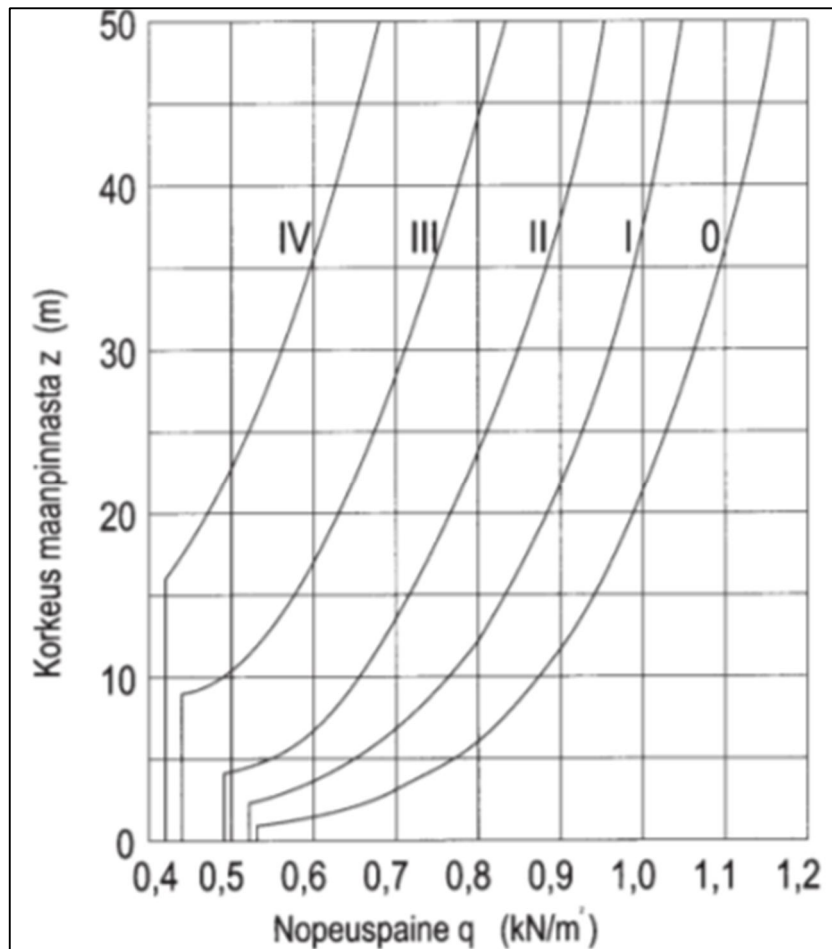


Kuva 4.5. Lumikuorman arvot vuoden 1998 B1:n mukaan (RakMK B1, 1998)

Vertaamalla kuvaa 4.5 kuvaan 4.2 nähdään, että lumikuorman arvot ovat nousseet merkittävästi varsinkin maan keskiosissa ja Lapissa, joissa lumikuorma on noussut parhaimmillaan jopa noin 40 prosenttia. Maan eteläosissa lumikuormat ovat nousseet paikoitellen noin 10–30 prosenttia.

Tuulikuormien määrittelyssä maastoluokka ajattelua jalostettiin. Rakennuksen tuulikuorma määritettiin edelleen tuulen nopeuspaineen avulla (Kuva 4.6). Ero-

na kuitenkin oli, että nyt maastoluokkia oli yhteensä viisi: Maastoluokka 0 käsitti avomeren, maastoluokka 1 laajat avoimet alueet, maastoluokka 2 maatalousmaita, maastoluokka 3 esikaupunki- ja teollisuusalueet sekä metsät ja maastoluokka 4 kaupunkien keskusta-alueet. (RakMk B1, 1998.)



Kuva 4.6. Tuulen nopeuspaineen funktio suhteessa rakennuksen korkeuteen Sisäministeriön vuoden 1998 B1:n mukaan (RakMk B1, 1998)

Vertaamalla kuvaa 4.6 kuvaan 4.4 nähdään, että maastoluokka 2 vastaa varsin tarkasti vanhaa aluetta A, joka sisältää suurimman osan Suomesta (manneralueet). Vastaavasti maastoluokka 1 ja 0 vastaavat vanhoja alueita B ja C, joiden kohdalla tuulikuorman arvot ovat kuitenkin tippuneet noin 20 prosenttia. Lisäksi uusina maastoluokkina ovat 3 ja 4, jotka pienentävät loogisesti tuulikuormien arvoja tiheästi asutuilla alueilla.

Liitteessä 1 on esitetty talonrakennuksessa käytettyjä kuormitusarvoja vuodesta 1913 tähän päivään.

4.2 Vaatimukset betonirakenteille

Ensimmäiset määräykset raudoittamattomille ja raudoitetuille betonirakenteille otettiin käyttöön vuonna 1913 Helsingissä rakennustarkastuskonttorin toimesta. Näitä määräyksiä ehdittiin muuttamaan ja täydentämään jo vuosina 1926 ja 1929. Ensimmäiset valtakunnalliset betoninormit tulivat voimaan vuonna 1929 valtioneuvoston vahvistuksesta. (Kerrostalot 1880–1940, 2002.)

Edellisessä kappaleessa mainittujen määräyksien sisällöt ovat suhteellisen lähellä toisiaan. Niissä käsiteltiin betonin eri aineosia, koekuutioita, työn suoritusta yleensä, betonointia pakkasella, staattisia laskelmia, koekuormitusta ja työnjohdolle asetettuja vaatimuksia. Lisäksi yhteistä näille määräyksille oli se, että ne kaikki perustuivat kimmoteoriaan ja betonin suhteitus suoritettiin tilavuusosina, joka lisää betonin lujuusvaihtelua verrattuna suhteitukseen paino-osina. Lisäksi niissä vaadittiin, että sileiden raudoitteiden päihin taitettiin koukut, jotta niiden tartunta voidaan varmistaa. Vuosien 1913–1929 aikana betonin pienin sallittu puristuslujuus vaihteli 16 N/mm^2 ja 20 N/mm^2 :n välillä. Raudoitusten sallittu jännitys oli 120 N/mm^2 . (Kerrostalot 1880–1940, 2002.)

Betonirakenteiden määräykset ehdittiin uudistaa vielä ennen toista maailmansotaa vuonna 1936. Betoninormeihin ei tehty suuria muutoksia; muutokset rajoituivat lähinnä lujuusarvoihin. Sallittujen jännitysten käyttö edellytti, että betonin kuutiolujuus oli vähintään 14 N/mm^2 . Korkeampia sallittuja jännityksiä voitiin käyttää, jos betonin lujuutena käytettiin vähintään lujuutta 18 N/mm^2 . Raudoituksen sallittuna jännityksenä käytettiin edelleen varsin matalaa 120 N/mm^2 . (Kerrostalot 1940–1960, 1989.)

Seuraava ja suurempi askel betonin ja teräksen tehokkaammassa hyväksikäytössä otettiin vuoden 1946 betoninormeissa. Tässä normissa betoni jaettiin ensimmäistä kertaa kolmeen luokkaan, A-, B- ja C-betoneihin. C-betoni vastasi vuoden 1936 betoninormien mukaista alempaa luokkaa. C-luokan betonin lujuusvaatimus oli 15 N/mm^2 . B-betoni vastasi kutakuinkin vuoden 1936 betoninormien korotettuja sallittuja jännityksiä ja betonin lujuuden alarajana oli 20 N/mm^2 . A-betoni oli kokonaan uusi luokka, jossa työn valvonta ja suunnittelu olivat tiukimmin säädeltyä. A-betonissa pystyttiin käyttämään jopa 40 N/mm^2

lujuutta. Lisäksi raudoittamattomissa betonirakenteissa voitiin käyttää säästöbetonia tai hiekkasäästöbetonia. Säästöbetonilla sallittujen jännitysten arvot sijaitsivat maksimissaan B-betonin alapuolella. Vastaavasti hiekkasäästöbetonilla päästiin C-betonia hiukan alhaisempiin sallittujen jännitysten arvoihin. Normissa suurin sallittu puristuslujuuden arvo teräsbetonirakenteelle oli 10 N/mm^2 , joka on kaksinkertainen vuoden 1929 normin vastaavaan arvoon verrattuna (RIL 174-4, 1988). Teräksen, St 37 (S235), sallittu vetojännitys oli A- ja B-betonissa nostettu 140 N/mm^2 . (Kerrostalot 1940–1960, 1989.)

Seuraava uudistus betoninormeihin tuli vuonna 1954. Betonin luokittelussa oli mukana ensimmäistä kertaa selvä jako eri betonin lujuusluokkiin. Normi käsitti betoniluokat K6-betonista K45-betoniin viiden lukuarvon välein. A-, B- ja C-laatuoluokat olivat edelleen mukana, mutta lujuusluokkia voitiin nyt käyttää myös C- ja B-betoneissa ja sallitut jännitykset olivat riippumattomia laatuoluokasta. Lujuusluokka K15 oli alin lujuusluokka, jota voitiin käyttää teräsbetonirakenteissa. Säästöbetonia voitiin käyttää edelleen paksuissa rakenteissa, joilla tarkoitettiin rakennetta, jonka pienin mitta oli vähintään 300 mm, mutta myös vähän rasiteuissa seinämäisissä rakenteissa, joiden paksuus oli vähintään 200 mm. (Kerrostalot 1940–1960, 1989.)

Lisäksi uutta vuoden 1954 normissa oli se, että harjateräs otettiin käyttöön. A- ja B-betoniin liittyvän harjateräsmaadun V40 sallittu vetojännitys oli lujuusluokassa K15 180 N/mm^2 ja lujuusluokassa K20 220 N/mm^2 . Vastaavasti C-betonin kanssa harjateräsmaadulle V40 sallittiin k15 lujuusluokassa 160 N/mm^2 vetojännitystä ja lujuusluokassa K20 200 N/mm^2 vetojännitystä. (Kerrostalot 1940–1960, 1989.)

Vuoden 1954 betoninormeissa mahdollistettiin ensimmäistä kertaa sallittujen jännitysten korvaamisen rajatilamitoituksella, kun varmuuskertoimet esiteltiin (Kerrostalot 1940–1960, 1989).

Seuraavan kerran betoninormeja uudistettiin valtioneuvoston päätöksellä vuonna 1965. Keskeiset asiamuutokset koskivat betoniterästen luokitusta, betonitöiden työnjohtoa, betonin kelpoisuutta ja laadunvalvontaa sekä eräitä rakenteelli-

sia yksityiskohtia, jotka koskivat lähinnä pilareita ja seiniä. Uutena osana normeissa oli valmisbetonia koskevat määräykset. (Kerrostalot 1960–1975, 1994.)

Uusissa normeissa betoniteräkset jaettiin myötörajan perusteella neljään eri luokkaan. Jokaiseen teräsluokkaan kuului yksi tai useampi teräslaatu, jonka laatuvaatimukset ja sallittu jännitys määrättiin jokaisen teräslaadun osalta erikseen. Teräslaatuja koskevat yksityiskohtaiset laatuvaatimukset sekä valvontaja käsittelyohjeet julkaistiin SFS-standardeina. Teräsluokissa 1 ja 2 oli sileäpin-taisia teräksiä, joiden sallitut jännitykset vaihtelivat 130 ja 180 N/mm²:n välillä. Teräsluokissa 3 ja 4 oli puolestaan harjateräksiä, joiden sallitut jännitykset vaihtelivat 220 ja 260 N/mm²:n välillä. (Kerrostalot 1960–1975, 1994.)

Vuoden 1965 betoninormeissa tehostettiin betonitöiden työnjohtoa. Vastaavan mestarin avuksi betonitöihin asetettiin betonityönjohtaja, jolla piti olla riittävä pätevyys betonirakenteista. Lisäksi betonitöiden laadunvalvontaa parannettiin. A- ja B-luokan betonitöissä oli aina tehtävä koekappaleet, joiden avulla todistettiin betonin lujuuden olevan vähintään suunnittelulujuuden suuruinen. Viralliset koekappaleet oli koestettava 28 vuorokauden ikäisinä. (Kerrostalot 1960–1975, 1994.)

Valmisbetonia koskevat määräykset sisältyivät ensimmäistä kertaa vuoden 1965 betoninormeihin. Määräyksissä käsiteltiin betoniaseman määräyksiä, valmisbetonin toimittamista työmaalle, sen vastaanottamista työmaalla sekä valmistuksen laadun ja betonin kelpoisuuden toteamisen. Betoniasemaa koskevat määräykset käsittivät työnjohdon, laitteet, betonin aineosat ja valmistusprosessin. (Kerrostalot 1960–1975, 1994.)

Kaiken kaikkiaan vuoden 1965 normit paransivat betonirakenteiden taloudellisuutta, minkä mahdollistivat kehitys betoniteknikassa ja työmenetelmissä.

Seuraava uudistus betoninormeihin tuli jo vuonna 1967. Tällä kertaa uudistuksessa ei kajottu tekniseen sisältöön juuri ollenkaan, koska vuoden 1965 betoninormit edustivat jo hyvää sen aikaista tasoa. Muutokset koskivat lähinnä sisäl-lön selkeyttämistä. Suurin tekninen muutos oli yli K50-luokan betonin käyttö erityiskohteissa. (Kerrostalot 1960–1975, 1994.)

Vuonna 1975 tehtiin merkittäviä muutoksia betoninormeihin. Ensimmäistä kertaa julkaistiin ohjeet betoni- ja teräsbetonirakenteiden rajatilamitoituksesta. Uusi teräslaji, A600H, otettiin käyttöön ja tangot voitiin niputtaa ensimmäistä kertaa. Uusiksi betonilujuuksiksi esiteltiin lujuusluokat K35 ja K40 ja koekappaleeksi hyväksyttiin 150 mm:n särmäinen kuutio. Uudistus jäi kuitenkin varsin lyhytaikaiseksi, koska se kumottiin jo saman vuoden marraskuussa. Tämä päätös astui voimaan vuonna 1976 samaan aikaan, kun rakentamismääräyskokoelma tuli voimaan. (Kerrostalot 1960–1975, 1994.)

Vuonna 1977 vasta käyttöön otetuissa rakentamismääräyskokoelmissa betonirakenteita käsiteltiin monissa B-sarjan osissa: B7:ssä käsiteltiin betonirakenteiden rajatilamitoitusta, B8:ssa käsiteltiin betonirakenteiden valmistusta ja B9:ssä betonirakenteiden kelpoisuuden toteamista. Muutokset olivat vähäisiä vuoden 1975 normiin verrattuna.

Seuraava rakennusmääräyskokoelman B4-osan uudistus, joka korvasi vuoden 1977 osat B5, B7, B8 ja B9, tuli voimaan vuonna 1981. Vuoden 1981 uudistukset olivat varsin minimaalisia verrattuna vuoden 1977 osaan B7. Kehitys kuitenkin jatkui betonin ja teräksen paremman yhteiskäytön suuntaan ja rakenteiden taloudellisuus kasvoi muutamia prosentteja.

Vuonna 1987 uudistuneissa rakennusmääräyskokoelman osassa B4 mukana oli uusina osina betonirakenteiden palomitoituksen määräykset ja ohjeet. Lisäksi mahdollistettiin betonin erilaisten seosaineiden käyttö. Seosaineina voitiin käyttää lentotuhkaa, masuunikuonaa, ferrokromikuonaa ja silikaa. (RakMK B4, 1987.)

Vuoden 1987 rakennusmääräyksien osaan B4 tehtiin vuosina 1989, 1990 ja 1993, 2001 ja 2005 muutoksia. Suurin osa 1990- ja 2000-luvun muutoksista olivat asioiden tarkennusta, uusien standardien päivitystä tekstiin ja ”ajankuvan” päivittämistä. Merkittävä muutos vuoden 1993 päivityksessä oli se, että sallitut jännitykset poistettiin osana kokonaan B4:stä. Tämän jälkeen kaikki mitoitus betoninormeissa on Suomessa esitetty rajatilamitoituksen mukaisesti. Vuonna 2005 otettiin käyttöön uudet rasitusluokat, jotka monipuolistivat betonirakenteiden käyttöikämitoituksen.

Liitteessä 2 on esitetty talonrakennuksessa käytettyjä sallittujen jännitysten arvoja.

5 Kantavuuden arviointi

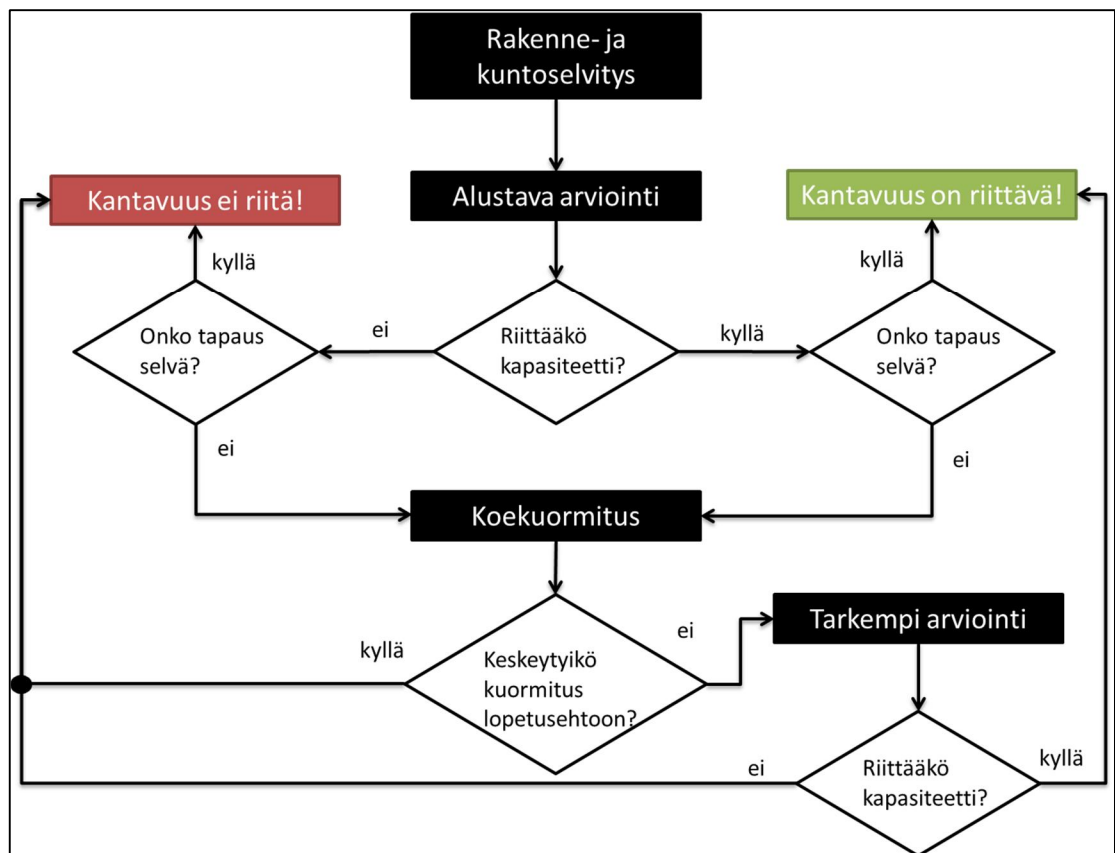
Kantavuudella käsitetään rakenteen ominaisuutta vastaanottaa sille tulevat kuormat vaatimusten mukaisesti. Kaikki rakenteen kantavuudelle asetettavat vaatimukset voidaan selittää kahdella kriteerillä:

- Rakenteen kapasiteetin täytyy riittää vastaanottamaan kaikki sille oletetut kuormitukset ylittymättä ja turvallisesti (ts. varmuus murtoa vastaan on riittävä).
- Rakenteen käytettävyyden täytyy säilyä sen oletettavan käyttöiän aikana sille hyväksyttävällä tasolla (ts. liiallisia tai vaarallisia muodonmuutoksia ei esiinny rakenteen käyttöiän aikana).

Kantavuus on suure, jota ei voida mitata edes olemassa olevasta rakenteesta, koska varsinkin teräsbetonirakenteissa valmistus- ja materiaalivaihtelut ovat suuressa roolissa sen kantavuudessa. Lisäksi rakenteen kuormitusta ei voida koskaan mitata absoluuttisen tarkasti. Näin ollen kantavuuden arvioinnissa pyritään löytämään mahdollisimman hyvin kantavuutta kuvaavia ja mitattavia selitteitä, joiden perusteella pystytään tekemään arvio rakenteen kantavuuden riittävyydestä (Holopainen, 2001).

5.1 Kantavuuden arvioinnin vaiheet

Seuraavissa kohdissa esiteltävät kantavuuden arvioinnin vaiheet (kuvan 5.1 mustat laatikot) ovat suuntaa antavia. Käytännössä jokainen kohde on erilainen ja kantavuuden arviointi tehdään tutkittavan rakenteen vaatimassa laajuudessa. Yhteistä arvioinneille on kuitenkin se, että aluksi tehtävän alustavan arvioinnin perusteella mahdollisesti tarkennetaan arviointia ja tutkitaan arvioitavaa rakennetta tarkemmin. Kuvassa 5.1 on esitetty kantavuuden arvioinnin prosessi vuokaaviona.



Kuva 5.1 Kantavuuden arvioinnin prosessi vuokaaviona

5.1.1 Rakenne- ja kuntoselvitys

Ennen rakenteen kantavuuden arviointia rakenteesta ja siihen liittyvistä rakenteista kootaan lähtötietoja. Tätä vaihetta kutsutaan tässä opinnäytetyössä rakenne- ja kuntoselvitykseksi.

Rakenneselvitykseen kuuluu rakenteen kantavuuden laskentaan liittyvien tietojen kerääminen. Taivutetuille rakenteille tärkeitä rakenteellisia tietoja ovat esimerkiksi:

- raudoituksen tyyppi (lujuus)
- raudoituksen positio
- käytetyn betonin lujuus (ei niin merkitsevä kuin raudoitus)
- poikkileikkauksen mitat (korkeus ja leveys)
- jänneväli
- palkkijako
- kuormitus
- rakenteen tuentatapa.

Osa yllä mainituista tiedoista voidaan selvittää yksinkertaisesti havainnoimalla rakennetta silmämääräisesti. Osa taas joudutaan selvittämään mahdollisesti kohteen rakennesuunnitelmista tai muista lähteistä. Rakennesuunnitelmia voidaan etsiä esimerkiksi seuraavista paikoista:

- rakennusvalvontaviraston arkisto
- suunnittelutoimistojen arkisto
- kiinteistön omistajan tai kiinteistön kunnossa pidosta vastaavan tahon arkisto
- kaupunginarkisto
- yleinen alan kirjallisuus, kuten yleisesti käytettyjen tyyppipalkkien suunnitelma (Holopainen, 2001).

Kuntoselvityksessä selvitetään rakenteen tämän hetkistä kuntoa. Tässä vaiheessa prosessia tehdään lähinnä silmämääräisiä havaintoja rakenteesta. Havainnoitavia asioita ovat esimerkiksi rakenteessa esiintyvät taipumat ja halkeilut. Betonirakenteen halkeilusta voidaan päätellä kappaleessa yksi esitettyjen asioiden perusteella, onko rakenne ylirasitetussa tilassa. Epätavallisen suuresta taipumasta voidaan tehdä päätelmiä esimerkiksi rakenteen pääterästen puutteellisesta ankkuroinnista tuilla. Luonnollisesti tässä yhteydessä selvitettäisiin myös rakenteen mahdollinen turmeltuminen, jos rakenteella olisi kova ympäristörasitus.

Rakenne- ja kuntoselvitysvaiheen dokumentointi kannattaa tehdä hyväksikäyt-
tään lomakepohjaa, johon on helppo kerätä kaikki tarpeellinen tieto. Etukäteen
mietittyjä lomakepohjia käyttämällä työn tekeminen tehostuu ja sillä hetkellä
unohtuneita tietoja ei tarvitse enää jälkeinpäin alkaa uudestaan selvittämään.

5.1.2 Alustava arviointi

Rakenne- ja kuntoselvityksen jälkeen rakenteelle tehdään alustava arviointi.
Alustavan arvioinnin perusteella rakenteen kantavuutta arvioidaan suuripiirtei-
sesti. Jos rakenteen kantavuus tässä vaiheessa arvioidaan selvästi riittäväksi
tai riittämättömäksi, voidaan arviointiprosessi lopettaa jo tähän vaiheeseen (Ho-
lopainen, 2001). Yleensä kuitenkin arvioitavan rakenteen kantavuuden riittävyys
ei ole vielä tässä vaiheessa selvä, joten arviointiprosessia joudutaan tarkenta-
maan. Jos rakenteen käyttötarkoitus ei muutu, rakenne on todennäköisesti mi-
toitettu varsin lähelle aikanaan sallittavan varmuutensa alarajaa (100 % kapasi-
teettia), joka käytännössä rajaa selvät tapaukset usein pois. Lisäksi betonira-
kenteissa tehdyt työvirheet ovat yleensä mahdotonta havaita jälkeinpäin, mikä
varsinkin vanhempien rakenteiden osalta puoltaa lisätutkimusten tekemistä.

Alustavan arvioinnin laskelmat voidaan tehdä pelkästään suunnitteludokument-
tien perusteella (Holopainen, 2001). Perusperiaatteena on se, että rakennetta
arvioidaan sen valmistuksen aikaisien ohjeiden ja normien perusteella. Lisäksi
on syytä laskea rakenteen kantavuus myös sen suunnittelun aikaisin kuormin.
Tällä tavoin toimittaessa päästään parempaan varmuuteen siitä, että lasken-
nassa ei tapahdu räikeitä virheitä ja/tai rakenne kestää ylipäänsä ne kuormat,
joille se on alun perin suunniteltu.

Alustavassa arvioinnissa on myös syytä tutkia rakenteen raudoitussuhde. Jos
rakenne on yliraudoitettu, sen murtotapa on hauras ja tapahtuu puristetun puo-
len betonin murtuessa.

Raudoitussuhteen selvittäminen on tärkeää erityisesti koekuormituksen yhtey-
dessä, jolloin rakenteen yliraudoitus voi aiheuttaa mahdollisen vaaratilanteen,
jos kuormaa ei osata rajoittaa betonin murtokapasiteetin alapuolelle.

Pahimmassa tapauksessa rakenteet voivat olla pintarakenteiden peittämiä ja kohteesta ei ole suunnitelmia saatavilla (ts. kadonneet). Tällaisessa tilanteessa arvioijan asiantuntemus vanhoista rakenteista korostuu. Käytännössä arvioijan on arvattava asiantuntemuksensa perusteella rakenneratkaisu ja tehtävä arvio kantavuuden mahdollisesta riittävydestä. Rakenteita ei yleensä päästä avaamaan tarvittavassa laajuudessa vielä tässä vaiheessa arviointia, joka tehdään yleensä projektin hanke- tai suunnitteluvaiheessa ja kohde on vielä käyttäjien käytössä. Näin ollen on otettava tietoinen riski, joka toteutuu mahdollisesti kohteen purkuvaiheessa, kun avattuja rakenteita päästään tutkimaan.

5.1.3 Koekuormitus

Koekuormituksella tarkoitetaan rakenteen koestamista halutulla kuormalla ja samanaikaisesti tekemällä havaintoja rakenteen muodonmuutoksista ja käyttäytymisestä kuormituksen alaisena.

Koekuormitus voidaan tehdä periaatteessa kahdella tavalla (RIL 174-4, 1988):

1. Rakennetta ei kuormiteta murtoon asti. Käytetään korkeintaan suunnittelu-kuormaa, jolloin voidaan varmistaa rakenteen kapasiteetin riittävyys ja muodonmuutosten suuruus käytönaikaisilla kuormilla.
2. Rakenne kuormitetaan murtoon saakka. Kun samanlaisia rakenneosia on paljon, voidaan muutama rakenneosa kuormittamalla murtoon saakka määrittää rakenneosien todennäköinen murtokuorma kaikille rakenneosille. Tällä menetelmällä saadaan selville rakenteen kokonaisvarmuus ja murtotapa.

Korjausrakennuskohteessa rakenteita ei yleensä voida kuormittaa murtoon saakka, koska rakennetta on tarkoitus vielä käyttää korjauksen jälkeen. Näin ollen tässä opinnäytetyössä keskitytään tapaan 1.

Koekuormitus sopii sellaisille rakenteille, joissa muodonmuutokset on mahdollista havaita selvästi ennen murtoa tai stabiliteetin menetystä (RIL 174-4, 1988). Tällaisia rakenteita ovat esimerkiksi juuri taivutetut palkkirakenteet.

Koekuormitus on kallis ja aikaa vievä toimenpide, joten normaalisti korjausrakennuskohteessa se tehdään vain esimerkiksi yhdelle palkille, joka edustaa suurempaa joukkoa. Näin tehtäessä koekuormitus ei yksinään riitä kapasiteetin

arvioimiseen, vaan sen tueksi pitää aina tehdä tarkempia laskelmia (RakMK B4, 2005).

Rakenteen kapasiteetti muodostuu monien vaikuttavien tekijöiden perusteella. Vaikuttavien tekijöiden arvioinnissa tapahtuu aina virheitä, ja jos nämä tekijät arvioidaan erikseen, kokonaisvirhe voi kasvaa merkittävän suureksi (Holopainen, 2001). Koekuormituksella voidaan varmistaa, että tämä kokonaisvirhe ei pääse kasvanut liian suureksi.

5.1.3.1 Koekuormituksen hallinta

Rakennusmääräyskokoelmassa todetaan, että koekuormitusta ja kokeellista mitoitusta varten on laadittava suunnitelma. Tätä suunnitelmaa kutsutaan koekuormitus suunnitelmaksi. Pääkohdiltaan siinä pitäisi käydä ilmi vähintään seuraavat asiat:

- kohteen tiedot ja osapuolten yhteystiedot
- kuormitettava rakenne
- koejärjestelyt
- kokeen kulku
- suoritettavat mittaukset ja tarkkailtavat asiat
- kokeen keskeyttämis ehdot
- koekuormituksen aikainen työturvallisuus.

Lisäksi siinä voidaan käsitellä alustavia laskelmia ja tulosten käsittelyä (RIL 174-4, 1988). Käytännössä koekuormitus suunnitelma kuitenkin toimii työohjeena koekuormituksen tekijälle, minkä takia siihen kannattaa sisällyttää vain työn tekemisen kannalta oleelliset tiedot.

Kun koekuormitusta ei voida tehdä murtoon asti, Suomen rakennusmääräyskokoelman osan B4 kohdassa 2.4.6.2, Rakenteen kelpoisuuden tarkastaminen murtorajatilan laskentakuormaa pienemmällä koekuormalla, määrätään koekuormitettavalle rakenteelle kuusi eri hyväksymisehtoa. Nämä hyväksymisehdot määräävät käytännössä koekuormituksen kulun, mittaukset ja tarkkailtavat asiat. Nämä ehdot käydään läpi kohdassa 4.1.3.3, kokeen kulku.

Edellisessä kappaleessa mainitussa rakentamismääräyskokoelman kohdassa on määrätty myös rakenteen kelpoisuuteen riittävät käyttö- ja murtorajatilien kuormat. Käyttörajoituksissa rakenteen kelpoisuus riittää, kun käytetään 20 prosentilla korotettua lyhytaikaista kuormaa. Tällä kuormalla voidaan jäljitellä rakenteelle tulevaa pitkäaikaista kuormaa. Murtorajituksissa vastaavasti rakenteen kelpoisuus on riittävä, jos rakenne täyttää murtorajitilan ehdot, kun kuormituksena käytetään 15 prosenttia laskentakuormaa pienempää kuormaa.

5.1.3.2 Koejärjestelyt

Ennen varsinaista koekuormitusta suoritetaan valmistelevat työt. Valmistelevia töitä ovat esimerkiksi rakenteen varmistustuennan rakentaminen. Varmistustuennalla tarkoitetaan rakenteen alapuolelle koottavaa väliaikaista tuentaa, joka estää rakenteen sortumisen koekuormituksen yhteydessä. Kuvassa 5.2 ja 5.3 on esitetty erään välipohjalaataston varmistustuentoja.



Kuva 5.2. Koekuormitettavan rakenteen varmistustuenta

Kuvassa 5.2 nähdään, kuinka koekuormitettava rakenne on tuettu alapuolelta tiheästi teräspalkeilla ja terästuilla. Koekuormituksen ajaksi ristikot lasketaan

noin 50 millimetriä alemmaksi, jotta rakenteen muodonmuutokset pääsevät tapahtumaan vapaasti.



Kuva 5.3. Varmistustuennan tukeminen tiiliseinälle

Kuvassa 5.3 on esitetty varmistustuennan tukeminen kantaville tiiliseinille. Näin voidaan toimia, kun ei haluta siirtää varmistustuennalle mahdollisesti tulevaa kuormaa alemman kerroksen välipohjalle. Kuvassa 5.3 tuentatyö on vielä kesken; valmiina terästuot ovat kiinnitetty tukevasti teräspalkkien päälle.

Jotta muodonmuutosten mittaaminen kokeen aikana olisi mahdollisimman tarkkaa, koekuormitettavaan rakenteeseen kiinnitetään kiintopisteet mitattaviin kohtiin. Kiintopisteinä voidaan käyttää rakenteeseen kiinnitettäviä ruuveja. Tyypillisesti yksiaukkoista palkkia koestettaessa ruuvi kiinnitettäisiin palkin jännevälin keskelle, sen ylä- tai alapuolelle.

Koekuormituksessa käytettävänä kuormana voidaan käyttää esimerkiksi betonia, tiiliä, hiekkaa, metallia tai vedellä täytettyjä astioita, joiden massa tunnetaan. Kiinteitä aineita käyttäessä punnitsemishetken ja koekuormituksen aikai-

set ilmankosteudet on otettava huomioon, jos ne eroavat paljon toisistaan. Yleensä vedellä täytetty astia on työteknisesti helpoin keino koekuormituksen toteuttamiseksi. Vesi on yleisesti saatavilla ja sen pumppaaminen ja poislasku ovat helppoja toteuttaa rakennusten sisällä. Negatiivinen puoli veden käytössä on mahdollinen kosteusvaurion riski, jos kuormitettava rakenne pettää koekuormituksen aikana.

Yleensä kuormitettavan rakenteen päälle joudutaan rakentamaan tukirakenteita, että koekuormituskuorma voidaan asettaa sen päälle. Tukirakenteita tehtäessä on huomioitava, että palkin kylkien on jäätävä esiin, jotta mahdollisten halkeamien syntymistä ja kehitystä voidaan tarkkailla koekuormituksen aikana. Tämä korostuu varsinkin alalaattapalkistojen kanssa, koska alalaatta estää palkin kylkien näkemisen rakenteen alapuolelta.

5.1.3.3 Kokeen kulku

Koekuormituksessa rakenne kuormitetaan tämän opinnäytetyön kohdassa 4.1.3.1 määrätyillä käyttö- ja murtorajatilan kuormilla porrastetusti. Kuormituksessa on syytä käyttää vähintään neljää kuormitusporrasta ennen kuin täysi koekuormituskuorma on saavutettu.

Kun täysi käyttörajan kuormituskuorma on saavutettu ja määrätyt mittaukset on suoritettu, aloitetaan koekuormituskuorman toistaminen. Toistossa koekuormaa poistetaan ja lisätään kuormitettavalta rakenteelta vähintään viisi kertaa. Poistettavan kuorman suuruus on hyötykuorman liikkuvan osuuden suuruinen. Toistamisella on tarkoitus simuloida rakenteen käytön aikaisia rasitustiloja. Kun toistaminen ja mittaukset (taipuma ja halkeilu) on suoritettu, voidaan rakenteen käyttörajan kelpoisuus todeta.

Jotta voidaan määrittää myös murtorajan kelpoisuusehtojen täyttäminen, rakenteelle asetetaan koekuormituksen murtorajan kuorma 24 tunniksi. Tämän jälkeen kuormitus poistetaan kokonaan. Jos mitatun taipuman arvo ei ylitä kaavasta 2 saatua arvo, rakenne on kelvollinen murtorajatilankin mukaan.

$$a = \frac{L^2}{20000 d} \quad (2)$$

missä:

a	rakenteen maksimitaipuma
L	rakenteen jännemitta
d	rakenteen tehollinen korkeus

Jos rakenne ylittää kaavan 2 mukaan lasketun maksimitaipuman, uusi taipumamittaus suoritetaan 24 tunnin päästä siitä, kun kuorma on poistettu rakenteelta. Jos taipumasta on palautunut 24 tunnin päästä 75 prosenttia teräsbetonirakenteilla ja 80 prosenttia jännitetyillä rakenteilla, rakenteen kelpoisuus on riittävä murtorajatilán mukaan.

Jos rakenteessa ei tapahdu vaadittavaa palautumista, 72 tunnin päästä ensimmäisen koekuormituksen poistamisesta tehdään uusintakoe. Uusintakokeessa suoritetaan ensin murtorajatilán kuormalla 24 tunnin kuormitus, jonka jälkeen kuorma poistetaan 24 tunniksi, minkä jälkeen taipuma mitataan. Jos taipuman palautuminen on vähintään 80 prosenttia ensimmäisen kokeen taipuman palautumisesta, rakenne on kelvollinen murtorajatilán mukaan.

Edellä esitetyn murtorajatilán kelpoisuuden toteamisen lisäksi rakenteen on osoitettava kelpoisuus murtorajatilassa vielä ehtojen 4–6 mukaan. Ehdon 4 mukaan rakenteessa ei saa olla käyttöä haittaavia vaurioita ja pysyvät taipumat ja halkeamat tulee olla alle sallittujen arvoja. Ehdon 5 mukaan rakenteessa ei saa missään koekuormituksen vaiheessa esiintyä leikkaushalkeamia. Ehdon 6 mukaan rakenteen määräävä murtotapa ei saa olla leikkausmurto. Tämä voidaan todistaa esimerkiksi tarkemmassa arvioinnissa suoritettavilla leikkaus- ja taivutuslaskelmilla.

5.1.3.4 Mittaukset, tarkkailtavat asiat ja keskeyttämis ehdot

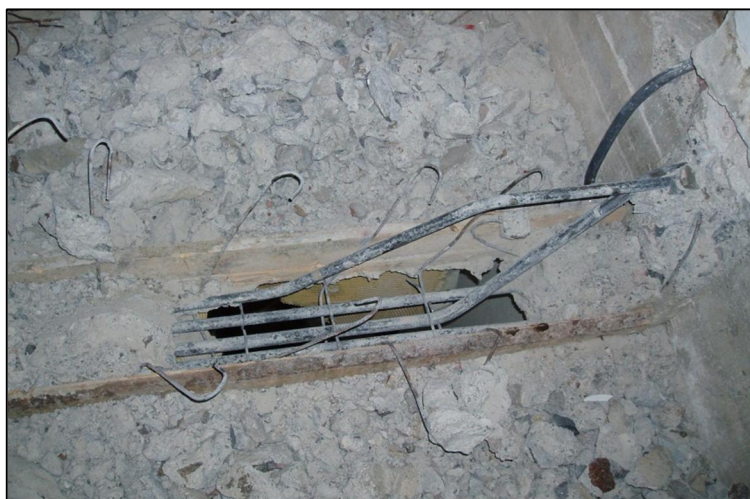
Koekuormituksen aikana tarkkaillaan kahta asiaa: rakenteen taipumaa ja halkeilua.

Taipuma mitataan ja merkitään ylös koekuormitussuunnitelmassa esitettyjen kuorman suuruksien kohdilla. Yleensä mittaus tehdään jokaisen kuormitusportaan kohdalla sekä ennen ja jälkeen kuormituksen. Yleensä taipuman mittauksessa käytetään takymetriä, joka on sijoitettu koekuormituksesta riippumattomalle alustalle. Koekuormitussuunnitelmassa on myös esitettävä taipumalle maksimi-arvo. Jos tämä arvo saavutetaan, koekuormitus on keskeytettävä. Jos rakenteen toiminnan takia ei muuta syytä ole, maksimi-arvona voidaan käyttää B4:ssä esitettyä arvoa $L/250$.

Halkeilun tarkkailuun liittyy kaksi asiaa. Ensimmäinen on taivutetulle betonirakenteelle tyypillisen vetopuolen halkeilun kehittyminen ja mittaaminen. Halkeamaleveyden mittauksessa käytetään rakotulkkia ja halkeamaleveys mitataan 0,1 millimetrin tarkkuudella (RIL 174-3, 1988). Tällä tarkkuudella mitattaessa halkeaman arvot voidaan mitata samalla tarkkuudella kuin sallitut halkeamaleveyden arvot ovat ilmoitettu. Toinen halkeamiin liittyvä asia on syvien leikkaus- ja ankkurointihalkeamien esiintymisen seuranta. Nämä halkeamatyypit ennakoivat rakenteen leikkaus- ja ankkurointimurtoa. Jos leikkaushalkeamia alkaa esiintyä koekuormituksen aikana, on koekuormitus keskeytettävä. Ankkurointimurto ei yleensä ole todennäköinen, koska rakenteen taipuman keskeytystehto tulee yleensä ennemmin vastaan. Halkeamia tarkkailtaessa ennen kuormitusta rakenteessa olevat halkeamat on syytä merkitä erivärisellä kynällä kuin kuormituksen aikana syntyvät halkeamat, jotta rakenteen toimintaa pystytään analysoimaan tarkemmin. Kaikki rakenteessa olevat halkeamat on kuvattava ja litteoitava, jotta niitä pystytään tulkitsemaan jälkeenpäin.

Jos koekuormituksessa halutaan tarkemmin selvittää rakenteessa kuormitushetkellä olevia jännityksiä, voidaan rakenteen yläpinnan ja alapinnan venymiä venymäliuskojen avulla. Mitattujen venymien mitata avulla voidaan selvittää esimerkiksi betonin puristusjännitys, terästen vetojännitys ja arvioida pääterästen liukumaa (Holopainen, 2001). Edellä mainittujen asioiden selvittämisestä kerrotaan lisää tämän opinnäytetyön kohdassa 4.1.3.4, Koekuormituksen tulosten arviointi.

Koekuormituksen yhteydessä on syytä paljastaa ja tarkastaa myös palkin teräksiä (Kuva 5.4).



Kuva 5.4. Palkin terästen tarkastaminen

Kuvassa 5.4 nähdään erään koekuormituksen yhteydessä aukipiikatun palkin pää. Ennen aukipiikkausta varmistustuennat nostetaan välipohjaan kiinni tukemaan sitä. Aukipiikkauksen myötä voidaan helposti mitata palkin terästen dimensiot ja geometria, joita voidaan käyttää hyväksi tarkkoja laskelmia tehtäessä. Aukipiikattu rakenne voidaan korjata pesemällä betonipinnat ja laittamalla työsaumaan riittävä määrä vaarnoja.

Ennen aukipiikkausta voidaan betonista myös ottaa näyte, jonka perusteella voidaan selvittää sen lujuus.

5.1.3.5 Työturvallisuus ja vastuunjako

Rakennustyön turvallisuusasetuksen liitteessä 2 on esitetty työntekijän terveyden ja/tai turvallisuuden vaarantavia tekijöitä, joita sisältävä työ luetaan vaaralliseksi työksi. Nämä tekijät ovat maansortuma, putoaminen, kemialliset ja biologiset aineet, ionisoiva säteily, suurjännitejohdot, hukkumisvaara, kuilut, työskentely maan alla, tunnelit, sukellus, painekammio, räjähdysaineet, raskaat elementit, purkutyö ja tie- ja katutyöt. (Ratu KI-6018, 2010.)

Koekuormituksessa yllä mainituista tekijöistä kyseeseen tulee lähinnä putoaminen, koska koekuormituksen aikana joudutaan työskentelemään kuormitetun rakenteen päällä ja/tai läheisyydessä. Koska kyse on vaarallisesta työstä, työn teettäjän (pääurakoitsija) pitää tehdä ennen työn aloittamista työsuojelupiiriin

vaarallisen työn ilmoitus ja huolehtia koekuormituksen tekijöiden tarpeellisesta perehdyttämisestä työhön (Ratu KI-6018, 2010).

Koekuormituksen aiheuttamat sortuma- ja putoamisvaarat pitää käsitellä jo työmaan turvallisuussuunnitelmassa, jossa niille pitää tehdä tarvittavat riskianalyysi ja työn turvallisuussuunnitelma.

Koekuormituksessa työturvallisuuden suunnittelu jakautuu käytännössä rakennesuunnittelijan ja pääurakoitsijan kesken. Rakennesuunnittelija vastaa osaltaan keskeyttämisehtojen ja kuorman suuruuden osalta siitä, että rakennetta ei ylikuormiteta murtoon saakka, mikä aiheuttaisi työntekijöille putoamisvaaran. Pääurakoitsija taas vastaa koekuormituksen aikaisesta työturvallisuudesta estämällä ulkopuolisten pääsyn kuormitettavan rakenteen läheisyyteen ja tarjoamalla koekuormitusta tekeville työntekijöille tarvittavat putoamissuojaukset. Putoamissuojauksena voidaan käyttää esimerkiksi valjaita, jos ne voidaan kiinnittää yläpuolisiin rakenteisiin.

5.1.3.6 Koekuormituksen tulosten arviointi ja rakenteen kelpoisuuden osoittaminen

Kuten tämän opinnäytetyön kohdassa 4.1.3.1 mainittiin, B4:n kohdan 2.4.6.1 mukaan rakenteen kantavuus on riittävä, jos seuraavat ehdot täyttyvät:

- Käyttörajan kuormilla halkeamat eivät saa ylittää B4:n taulukon 2.16 mukaisia arvoja.
- Käyttörajan kuormilla taipumat eivät saa ylittää B4:n kohdan 2.3.2.2 mukaisia sallitun taipuman arvoja.
- Jos rakenne on kelvollinen käyttörajan tilassa, voidaan rakenteen murtovarmuuden olettaa olevan riittävä, jos ehdot 3–6 täyttyvät.

Lisäksi venymäliuskoilla tehtävien mittausten perusteella voidaan arvioida rakenteen jännityksiä ja terästen liukumia tarkemmin laskennallisesti.

Rakenteen puristetun pinnan betonin jännitystä ja vedetyn pinnan terästen jännitystä voidaan laskea yksinkertaisesti Hooken lakia (kaava 3) hyödyntäen venymäliuskamittauksen tulosten perusteella, kun tunnetaan betonin ja teräksen kimmokertoimet (Holopainen, 2001).

$$\sigma = E * \varepsilon \quad (3)$$

missä:

σ = teräksen tai betonin jännitys

E = teräksen tai betonin kimmokerroin

ε = mitattu teräksen tai betonin venymä

Mitattujen venymien avulla voidaan laskea myös muodonmuutoksia vastaavaa teräsmäärää kaavalla (4)

$$A_s = \frac{1}{2} b d E_c \varepsilon_c^2 / (\varepsilon_c + \varepsilon_s) / (E_s \varepsilon_s) \quad (4)$$

missä:

E_s = teräksen kimmokerroin, E_c = betonin kimmokerroin

ε_s = teräksen mitattu venymä, ε_c = betonin mitattu venymä

b = poikkileikkauksen leveys

d = poikkileikkauksen tehollinen korkeus

Vertaamalla tulosta todelliseen, mitattuun teräsmäärään, saadaan mahdollinen terästen liukuma ilmi. Huomioitavaa on, että mahdollisen alkutaipuman aiheuttamat muodonmuutokset ja niitä vastaavat rasitukset on arvioita erikseen. (Holopainen, 2001)

5.2 Mitoitusmenetelmät

Betonirakenteiden aikana Suomessa on käytetty kahta eri menetelmää rakenteiden mitoituksessa. Käytössä ovat olleet sallittujen jännitysten menetelmä ja rajatilamenetelmä. Rajatilamitoitus yleistyi mitoituksessa 1970- ja 1980-luvuilla, jonka jälkeen sallittujen jännitysten menetelmän käyttö loppui käytännössä 1990-luvulle tultaessa.

Rajatilamenetelmällä rakenteen kokonaisvarmuus on yleensä muita menetelmiä pienempi (Holopainen, 2001). Tästä syystä sallittujen jännitysten menetelmällä mitoitettuja rakenteiden kantavuutta ei voida suoraan arvioida rajatila menetelmää hyväksikäyttäen. Jotta rajatilamitoitusta voitaisiin käyttää vanhojen rakenteiden kantavuuden arvioinnissa, materiaalien lujuudet on tunnettava tarkasti ja varmuuskertoimet on mahdollisesti valittava nykynormeja suuremmiksi (Salmikiva, 1992). Käytännössä tämä tarkoittaa materiaalinäytteiden ottoa ja lujuuden testausta.

5.2.1 Mitoitus sallittujen jännitysten menetelmällä

Tämä osio on koottu suurimmalta osaltaan Rakennustekniikan käsikirjan osasta konstruktio tekniikka. Lisäksi muita lähteitä ovat Rakentajain kalenteri vuodelta 1969, josta on otettu kohta 5.2.1.3, työntömitoitus, sekä Lappeenrannan teknisen oppilaitoksen kurssimateriaali vuodelta 1980, josta on otettu osittain kohta 5.2.1.2, leikkausmitoitus ja 5.2.1.1.2, perusyhtälöiden avulla.

5.2.1.1 Taivutusmitoitus

5.2.1.1.1 Perusyhtälöiden avulla

Perusyhtälöitä käyttämällä mitoituksessa lasketaan määräävässä poikkileikkauksessa vaikuttavat betonin reunapuristukset ja teräksen jännitykset (kaavat 5 ja 6), joita verrataan normeissa esitettyihin sallittujen jännitysten arvoihin.

$$\sigma_b = \frac{2M}{bxz} \quad (5)$$

missä:

M = maksimimomentin ominaisarvo

b = poikkileikkauksen leveys

x = neutraaliakselin etäisyys palkin yläreunasta

z = sisäinen momenttivarsi

$$\sigma_t = \frac{M}{A_s * z} \quad (6)$$

missä:

M = maksimimomentin ominaisarvo

A_s = vetoteräsmäärä

z = sisäinen momenttivarsi

Kaavoissa esiintyvät neutraaliakselin etäisyys palkin yläreunasta (x) ja sisäinen momenttivarsi (z) lasketaan kaavojen 7 ja 8 mukaan.

$$z = d - \frac{x}{3} \quad (7)$$

missä:

x = neutraaliakselin etäisyys palkin yläreunasta

d = palkin tehollinen korkeus

$$x = n * \mu * d \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\mu * n}} \right) \quad (8)$$

missä:

μ = suhteellinen teräsmäärä

d = palkin tehollinen korkeus

n = vetoterästen ja betonin kimmomoduulin suhde = 15

Nollaviivan etäisyyden kaavassa 8 esiintyvä suhteellinen teräsmäärä lasketaan kaavan 9 mukaan.

$$\mu = \frac{A_s}{bd} \quad (9)$$

missä:

A_s = vetoteräsmäärä

b = poikkileikkauksen leveys

d = palkin tehollinen korkeus

Huomioitavaa tässä mitoitusmenetelmässä on se, että mitoituksessa saatava terästen jännitys on keskimääräinen jännitys. Jos vetoteräksiä on useassa kerroksessa, uloimman teräsmäärän jännitykset saadaan selville ekstrapoloimalla suoraviivaisesti.

Käytettäessä perusyhtälöitä uuden rakenteen mitoituksessa laskijan pitää käytännössä arvata vetoraudoitusmäärä, koska suhteellisen teräsmäärän kaavassa se vaaditaan. Tämän takia yleisessä käytössä on mitoitusaulukot. Toisaalta kantavuuden arvioinnissa mitoittaessa perusyhtälöillä tiedetään jo valmiiksi teräsmäärä. Lisäksi perusyhtälöt kertovat suoraan ja selkeästi betonissa ja teräksessä vaikuttavan jännityksen, mikä kuvaa rakenteen rasituksia paremmin kuin mitoitusaulukoilla suoritettu mitoitus.

5.2.1.1.2 Taulukkomitoituksen avulla

Taulukkomitoituksessa perusyhtälöistä johdetuilla kaavoilla saadaan mitoittua palkin tehollinen korkeus (kaava 10) ja tarvittava teräsmäärä (kaava 11). Muut-

tujien yläindeksissä on esitetty lähteen mitoitusaulukon vaatimat yksiköt. Käytännössä kertoimet on helppo muuntaa niin, että kaavassa voidaan käyttää SI-järjestelmän yksiköitä.

$$d = K_d * \left(\sqrt{\frac{M^{tcm}}{b^{cm}}} \right) \quad (10)$$

missä:

K_d = taulukossa esitetty kerroin

b = poikkileikkauksen leveys

M = Maksimimomentin ominaisarvo

$$A_t^{cm^2} = K_s * \frac{M^{tcm}}{d^{cm}} \quad (11)$$

missä:

K_s = taulukossa esitetty kerroin

d = palkin tehollinen korkeus

M = Maksimimomentin ominaisarvo

Taulukkomitoituksella laskettaessa käyttöasteet ovat yleensä muutaman prosentin varmemmalla puolella kuin perusyhtälöitä käytettäessä. Tämän johtuu siitä, että kertoimien K_d ja K_s arvot on ilmoitettu taulukosta riippuen kahden tai kolmen desimaalin tarkkuudella. Jos kaavoilla halutaan ratkaista esimerkiksi maksimi momentti tai betonissa vaikuttaa jännitys, mitoitusaulukossa esitettyjen arvojen väliin sattuvat arvot voidaan interpoloida lineaarisesti.

5.2.1.2 Leikkausmitoitus

Kuten tämän opinnäytetyön kohdan 2.1.2 perusteella tiedetään betonin poikki-leikkaus ottaa leikkausrasituksia vastaan vinohalkeamien muodostumisen jälkeenkin. Tämä asia todistettiin 1960-luvun tutkimuksissa. Ennen tätä tietoa kaikki leikkausrasitukset piti ottaa teräksille, joka johti huomattavaan ylimitoitukseen leikkausteräksien osalta (Rakennustekniikan käsikirja, 1972). Vastaavasti tutkimuksissa huomattiin myös, että betonille sallitut leikkausjännityksen perusarvot (τ_{co}) olivat 2/3-osaa liian suuria. Näistä seikoista johtuen leikkauskapasiteetti kannattaa laskea myöhempien aikojen ohjeilla (1970–1990).

Ennen varsinaista leikkausraudoituksen mitoitusta tarkastetaan, että tarvitseeko palkki leikkausraudoitusta minimi leikkausraudoituksen lisäksi. Minimi leikkausraudoitus on esitetty normissa. Minimihakojen ottama osuus leikkausjännityksestä lasketaan kaavan 12 mukaan. Maksimimaalinen leikkausjännitys lasketaan kaavan 13 mukaan.

$$\tau_h = \delta_{min} * \tau_{s,sall} \quad (12)$$

missä:

$$\delta_{min} = 0,2 * f_{ctk} / f_{yk}$$

f_{ctk} = betonin ominaisvetolujuus

f_{yk} = teräksen ominaismyötölujuus

$$\tau_c = \frac{V_{max}}{b * z} \leq (\tau_{c0} + \tau_h) \quad (13)$$

missä:

V_{max} = leikkausvoiman ominaisarvo

b = poikkileikkauksen leveys

z = sisäinen momenttivarsi

τ_{c0} = sallitun leikkausjännityksen perusarvo

Jos kaavan 13 ehto on voimassa, palkki ei tarvitse muuta leikkausraudoitusta kuin minimiraudoituksen. Yhden metrin matkalle tarvittava hakamäärä voidaan laskea kaavalla 14.

$$A_{sh} = \delta * b * 1000mm \quad (14)$$

missä:

b = poikkileikkauksen leveys

Termi delta lasketaan kaavan 15 avulla.

$$\delta = \frac{\tau_c - \tau_{c0}}{\tau_{s,sall}} \quad (15)$$

missä:

τ_c = maksimaalinen leikkausjännitys

τ_{c0} = leikkausjännityksen perusarvo
 $\tau_{s,sall}$ = teräksen sallittu jännitys

Käytännössä kantavuuden arvioinnissa tarvitaan vain kaavat 13, 14 ja 15, joiden avulla saadaan selvitettyä $V_{s,sall}$:n arvo ($v_{s,max}$). Huomioitavaa on se, että saatava leikkausrasituksen arvo on leikkausterästen ottama osuus. Betonin ottama osuus voidaan laskea kaavan 16 mukaan.

$$V_{c,sall} = \tau_{c,sall} * b * d \quad (16)$$

missä:

b = poikkileikkauksen leveys

d = palkin tehollinen korkeus

$\tau_{c,sall}$ = betonille sallittu leikkausjännitys

Betonin sallittu leikkausjännitys lasketaan vastaavasti kaavan 17 mukaan.

$$\tau_{c,sall} = k * \tau_{c0} \quad (17)$$

missä:

k = 0,7 raudoittamattomilla rakenteilla
 1,6- $d \geq 1,0$ leikkausraudoittamattomissa rakenteissa, d on tehollinen korkeus metreissä
 1,2 leikkausraudoitetuissa rakenteissa (**palkit**)

τ_{c0} = sallitun leikkausjännityksen perusarvo

Leikkausraudoitetun rakenteen leikkauskapasiteetti muodostuu siis teräksen ja betonin poikkileikkauksen leikkauskapasiteetista. Eli samalla periaatteella kuin rajatilamitoituksessakin.

5.2.1.3 Työntömitoitus

Vanhemmissa palkeissa (1960-luku ja sitä vanhemmat) leikkausteräksinä käytettiin vinosti ylös taivutettuja pääteräksiä, joita kutsuttiin työntöteräksiksi. Nissä työntöterästen lisäksi osa leikkausjännityksistä otetaan pystyhaoille kaavan 18 mukaan.

$$\tau_h = \frac{n \cdot \sigma_{s,sall} \cdot A_{sh}}{b \cdot s} \quad (18)$$

missä:

$\sigma_{s,sall}$ = hakaterästen sallittu jännitys

b = poikkileikkauksen leveys

s = hakaväli

n = hakojen leikkeiden määrä

A_{sh} = hakateräksen poikkileikkausala

Loput leikkausjännityksistä jää työntöterästen otettavaksi. Vaadittava teräsmäärä lasketaan kaavan 19 mukaan.

$$A_{tv} = \frac{T}{\sqrt{2} \cdot \sigma_{s,sall}} \quad (19)$$

missä:

T = palkin akselilla vaikuttava työntövoima

$\sigma_{s,sall}$ = terästen sallittu jännitys

Palkin akselilla vaikuttava työntövoima vastaavasti lasketaan kaavan 20 mukaan, kun kuorma on tasaista kuormaa.

$$T = b \cdot x \cdot \left(\frac{\tau_c + \tau_{c0}}{2} - \tau_h \right) \quad (20)$$

missä:

b = palkin leveys

x = etäisyys palkin päästä, kun leikkausjännitys on laskenut arvoon

τ_{c0}

τ_c = maksimaalinen leikkausjännitys (kts. kaava 13)

τ_{c0} = sallitun leikkausjännityksen perusarvo

τ_h = hakojen ottama leikkausjännitys

Etäisyys palkin päästä, kun leikkausjännitys on laskenut sallitun leikkausjännityksen perusarvoon, lasketaan kaavalla 21. Huomioitavaa on, että tämä kaava toimii vain silloin, kun palkkia kuormittaa tasainen kuorma.

$$x = \frac{V_{max} - V_{c,sall}}{q} \quad (21)$$

missä:

V_{\max} = leikkausvoiman ominaisarvo

$V_{c,sall}$ = betonille sallittu leikkausjännitys (kts. kaava 16)

q = ominaiskuorman arvo metrin matkalle

5.2.1.4 Tartuntamitoitus

Tartuntamitoituksessa on käytössä kahdet eri sallittujen jännitysten arvot. Korkeampia arvoja saa käyttää silloin, kun kaikki leikkausrasitukset on otettu teräksille. Muissa tapauksissa on käytettävä matalampaa arvoa.

Vanhojen normien mukaan tartuntajännitys on tarkastettava silloin, kun käytetään paksuja teräksiä, eli halkaisijaltaan 20 millimetrisiä tai sitä isompia. Lisäksi tartuntajännitys on tarkastettava silloin, kun ankkurointimitta jää vajaaksi normin arvoista. Lisäksi tarkastusta suositellaan silloin, kun jännemitta on pieni ja kuormat suuria. (Rakennustekniikan käsikirja, 1972)

Käytännössä kantavuuden arvioinnissa pääsee helpoimmalla, kun tarkastaa tartuntajännityksen joka kerta kaavalla 22.

$$\tau_1 = \frac{V_{\max}}{u \cdot z} \leq \tau_{1,sall} \text{ tai } \tau'_{1,sall} \quad (22)$$

missä:

V_{\max} = leikkausvoiman ominaisarvo

u = vetoterästen ympärysmittojen summa

z = sisäinen momenttivarsi

$\tau_{1,sall}$ = sallittu tartuntajännityksen arvo

$\tau'_{1,sall}$ = sallittu tartuntajännityksen arvo, kun kaikki leikkausvoimat on otettu teräksille

5.2.2 Mitoitusmenetelmien vertailu

Tässä osiossa vertaillaan sallittujen jännitysten menetelmällä ja rajatilamenetelmällä laskettuja käyttöasteita toisiinsa. Lisäksi pyritään löytämään asioita, jotka vaikuttavat käyttöasteiden eroihin mitoitusmenetelmien kesken. Eri menetelmiä vertaillaan käyttöasteiden avulla sen takia, että kuormitukset eroavat

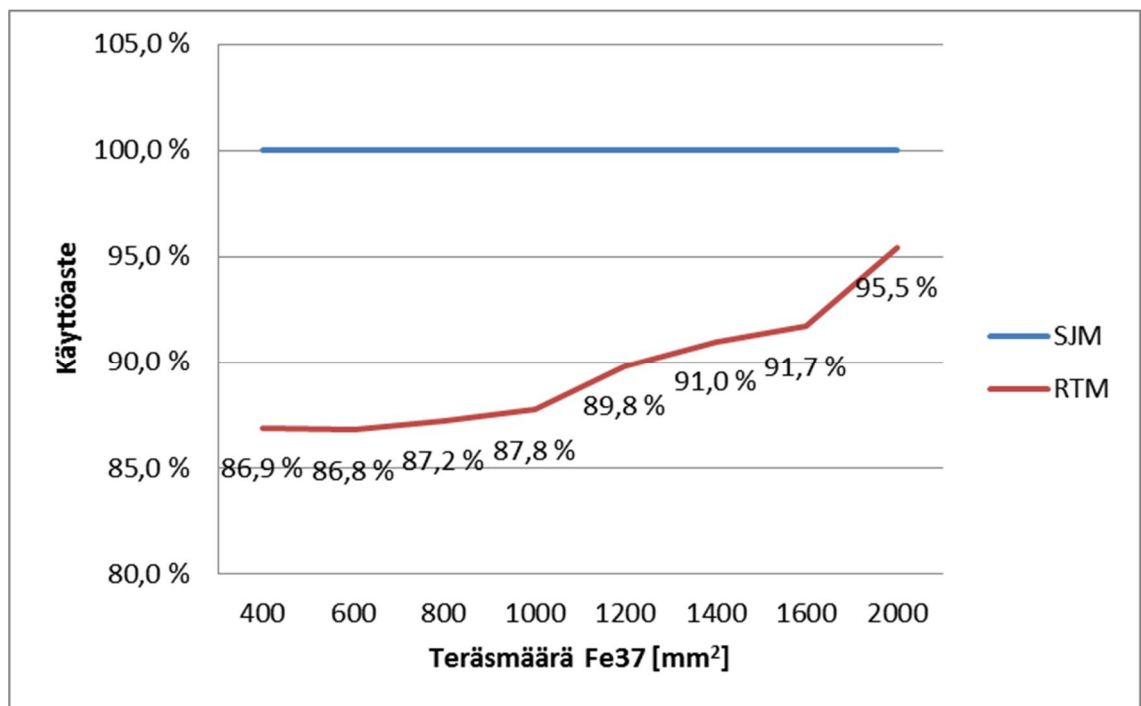
merkittävästi, koska rajatilamitoituksessa käytetään kuormien osavarmuuskertoimia. Tämän takia kapasiteetit eivät ole vertailukelpoisia.

Lähtökohtana mitoitukselle pidetään sitä, että sallituilla jännityksillä laskettavat käyttöasteet ovat normaalissa tilanteessa jonkin verran suurempia kuin rajatilamenetelmällä saatavat arvot. Tästä johtuen mitoitus tehdään niin, että sallittujen jännitysten käyttöaste määritetään sataan prosenttiin, johon verrataan rajatilamitoituksen käyttöastetta. Tämä johtaa myös siihen, että tarkkailtavat prosentuaaliset erot muodostuvat realistisiksi.

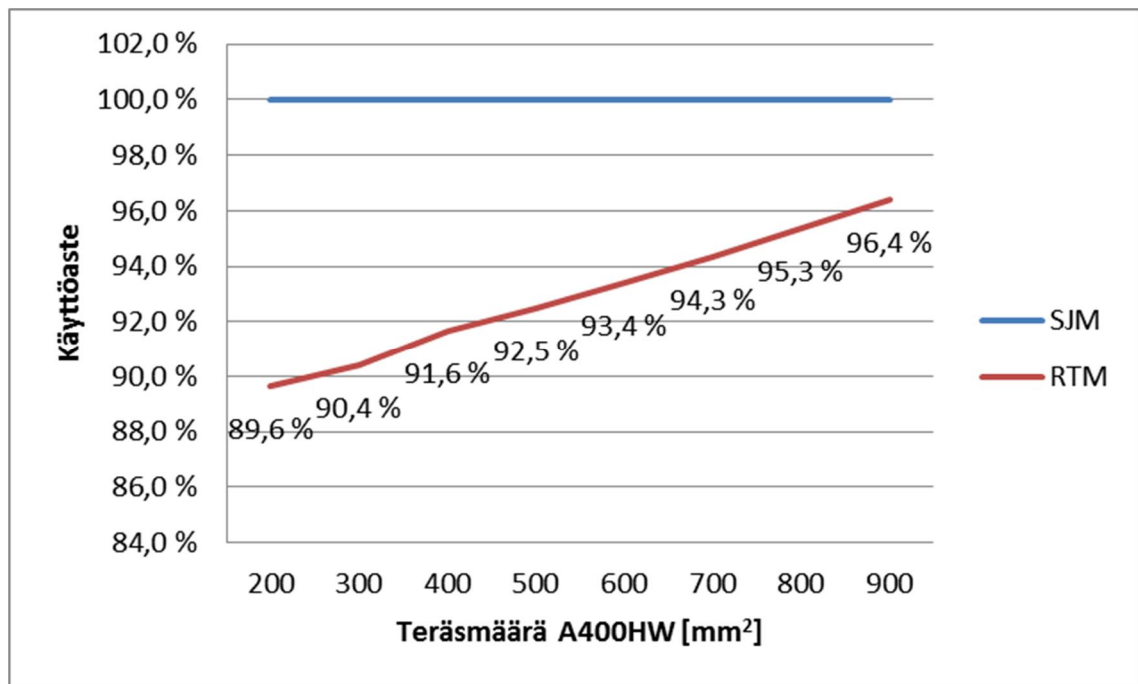
Osiossa tehdyt laskelmat on esitetty liitteessä 3.

5.2.2.1 Teräsmäärän vaikutus käyttöasteeseen taivutuksen suhteen

Kuvaajassa 5.1 on esitetty palkissa olevan teräsmäärän vaikutus palkin käyttöasteeseen taivutuksen suhteen, kun käytetty teräslaatu on Fe37. Kuvaajassa 5.2 on esitetty sama asia, mutta käytössä on teräslaatu A400HW.



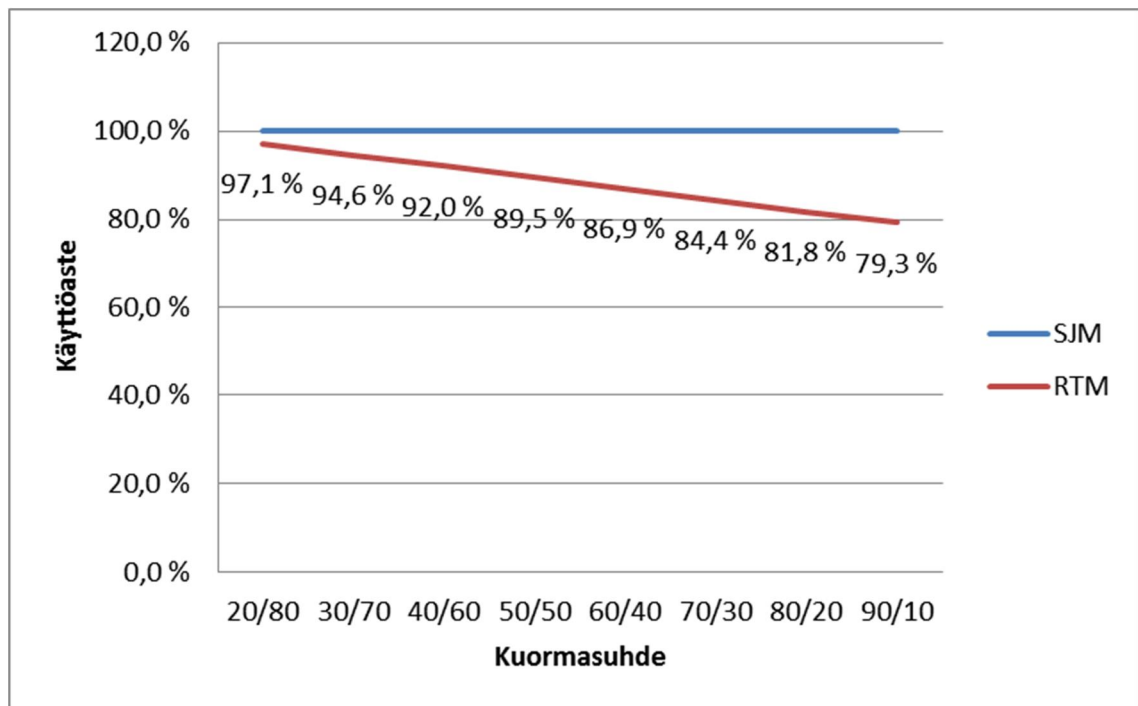
Kuvaaja 5.1. Teräsmäärän vaikutus käyttöasteisiin (Fe37)



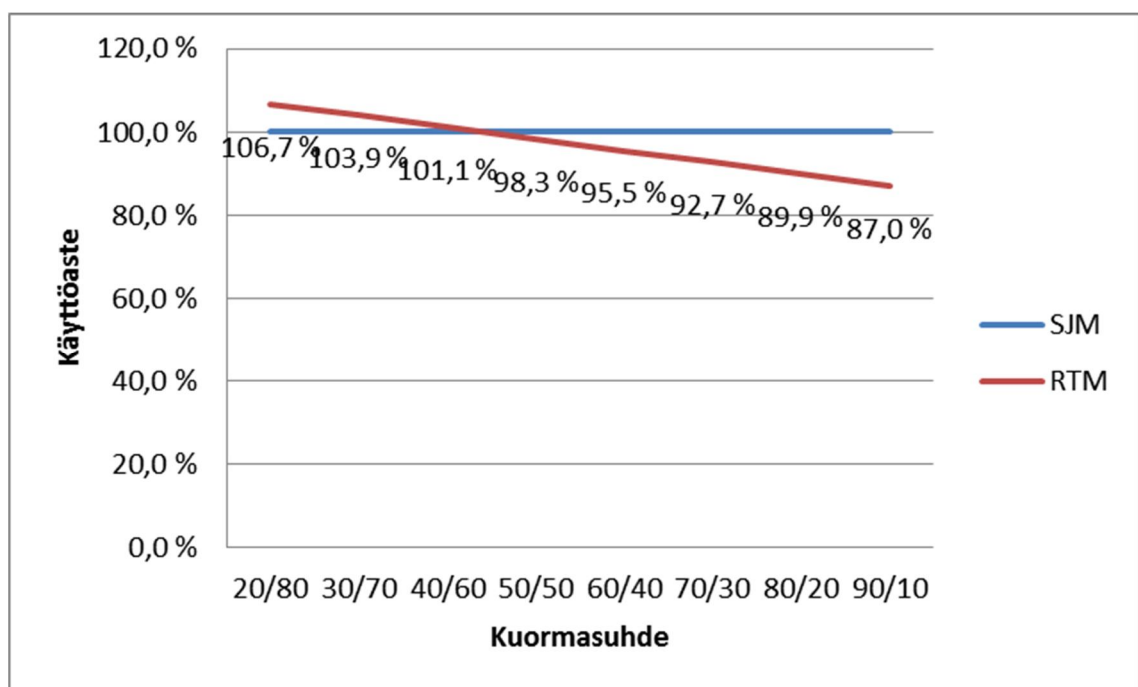
Kuvaaja 5.2. Teräsmäärän vaikutus käyttöasteisiin (A400HW)

Kuvaajista voidaan nähdä, että rajatilamitoitus antaa kummallakin teräslaadulla ja kaikilla teräsmäärillä pienemmän käyttöasteen, eli toisin sanoen palkista saadaan käyttöön suurempi kapasiteetti. Erot käyttöasteissa ovat Fe37-teräslaadulla 13,1 prosenttiyksikköä, kun raudoitusmäärä on 400 mm², ja 4,5 prosenttiyksikköä, kun raudoitusmäärä on 2000 mm². A400HW-teräslaadulla vastaavat erot ovat 10,4 (200 mm²) ja 3,6 (900 mm²) prosenttiyksikkö.

Palkin dimensioita varioimalla selviää, että käyttöasteet vaihtelevat muutaman prosenttiyksikön sisällä. Kuvaajien tulokset on saatu palkilla, jonka poikkileikkaus on 450x250 millimetriä. Teräsmäärät on valittu niin, että ne ovat enemmän kuin palkin minimiraudoitus ja vähemmän kuin palkin maksimiraudoitus. Betonin lujuutena on käytetty lujuusluokkaa K20. Kuormituksessa on käytetty pysyvien ja muuttuvien kuormien suhdetta 60/40, joka on varsin realistinen betonirakenteilla. Kuvaajissa 5.3 ja 5.4 on esitetty eri kuormasuhteiden vaikutusta käyttöasteisiin Fe37-teräslaadulla minimi ja maksimi teräsmäärillä.



Kuvaaja 5.3. Kuormasuhteiden vaikutus minimi teräsmäärällä (Fe37)



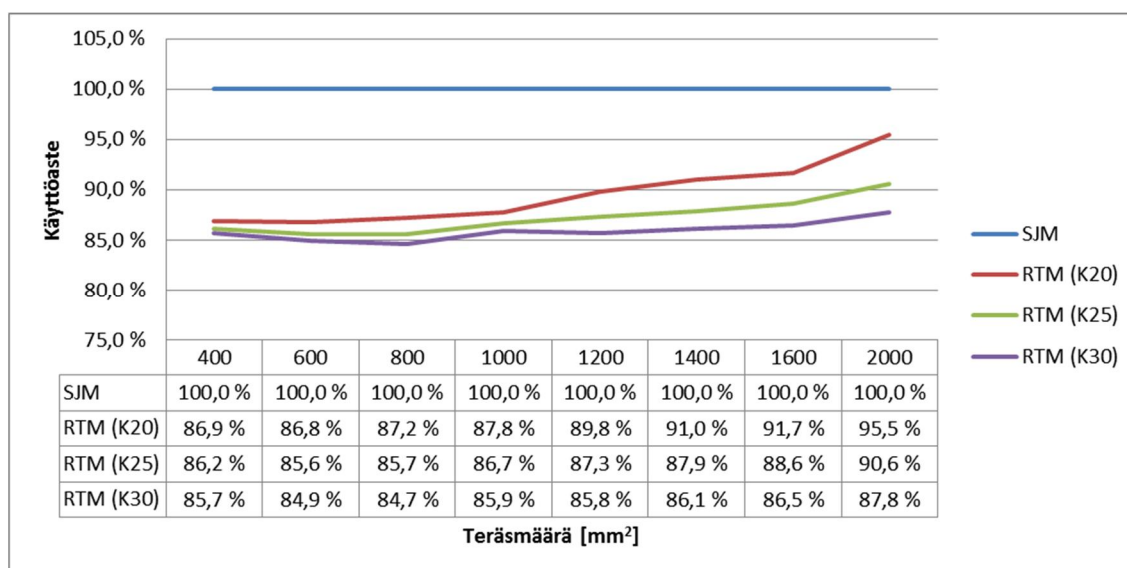
Kuvaaja 5.4. Kuormasuhteiden vaikutus maksimi teräsmäärällä (Fe37)

Kuten kuvaajista nähdään, kuormasuhte vaikuttaa odotetusti käyttöasteiden eroihin. Silloin kun kuormasta suurin osa on muuttuvaa kuormaa, käyttöastei-

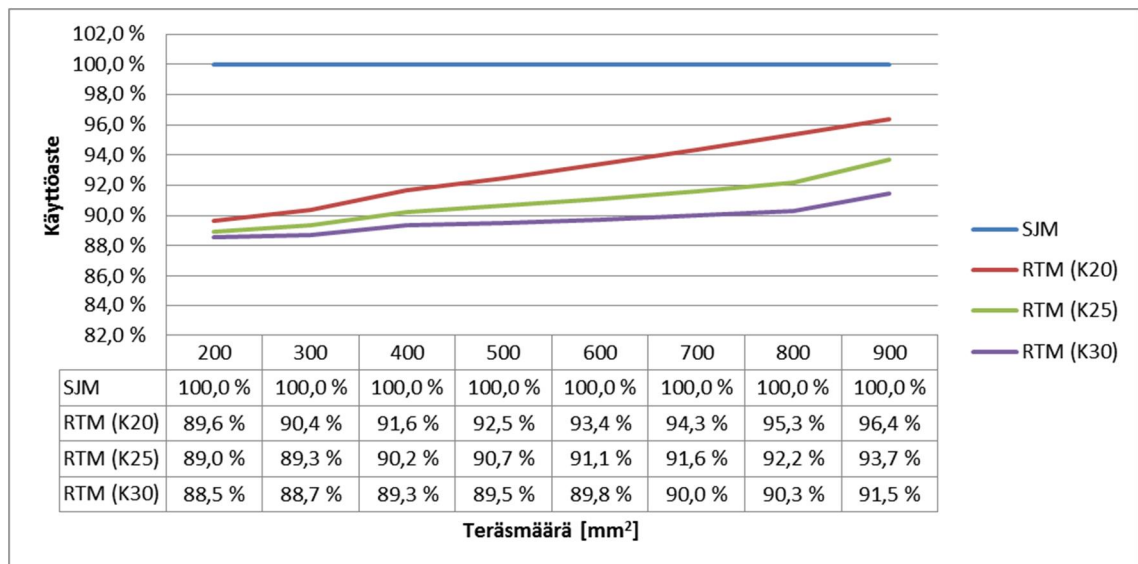
den ero on pienimmillään tai jopa negatiivinen (sallituilla jännityksillä alhaisempi käyttöaste). Tämä johtuu tietenkin siitä, että murtorajatilán kuorma on suurimmillaan, koska muuttuvalla kuormalla on suurempi kerroin kuin pysyvällä kuormalla. Kuvaajasta 5.3 voidaan nähdä, että käyttöasteiden ero on suurimmillaan minimi teräsmäärällä 20,7 prosenttiyksikköä. Tällöin kuormasuhte on kuitenkin 90/10, joka on varsin epärealistinen.

5.2.2.2 Betonin lujuuden vaikutus käyttöasteeseen taivutuksen suhteen

Kuvaajassa 5.5 on esitetty betonin lujuuden vaikutus palkin käyttöasteeseen taivutuksen suhteen, kun on käytetty teräslaatu Fe37. Kuvaajassa 5.6 on esitetty sama asia, mutta käytössä on teräslaatu A400HW.



Kuvaaja 5.5. Betonin lujuuden vaikutus käyttöasteeseen (Fe37)

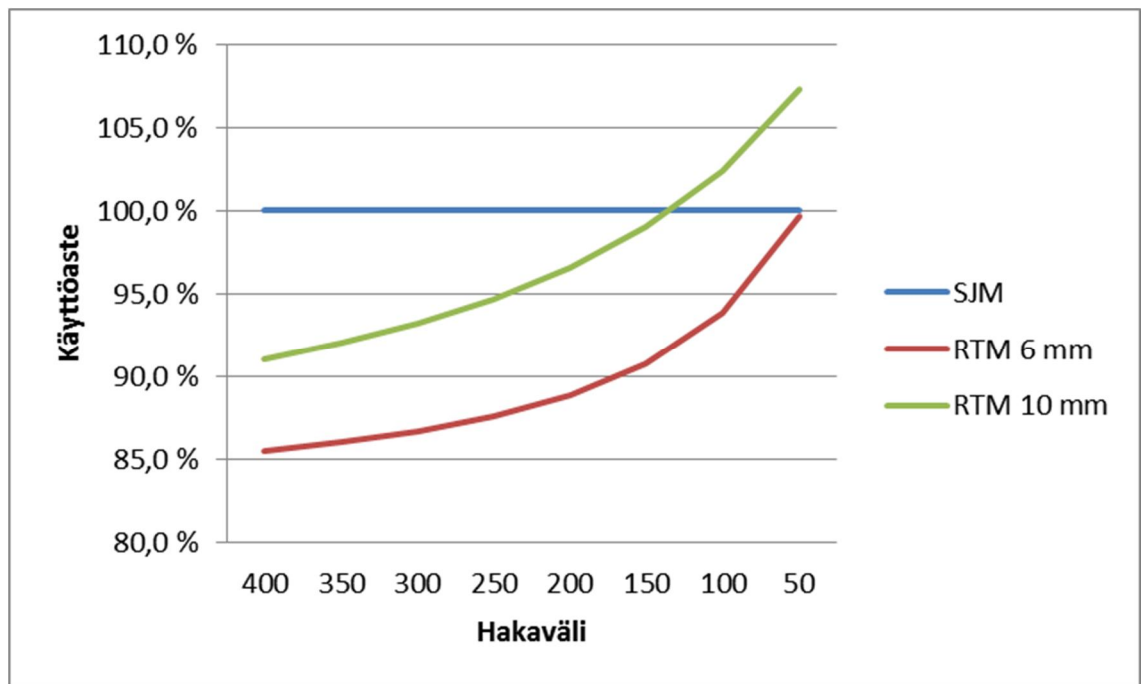


Kuvaaja 5.6. Betonin lujuuden vaikutus käyttöasteeseen (A400HW)

Kuvaajista voidaan nähdä, että nostamalla betonin lujuutta kapasiteettien ero kasvaa rajatilamitoituksen eduksi varsin silloin, kun palkki on raskaasti raudoitettu. Fe37-teräslaadulla hyöty on 7,7 ja A400HW-teräslaadulla 4,9 prosenttiyksikköä betoniluokan K30 eduksi verrattuna betoniluokkaan K20.

5.2.2.3 Leikkausraudoituksen vaikutus käyttöasteisiin

Kuvaajassa 5.7 on esitetty leikkausraudoituksen määrän vaikutusta palkin käyttöasteeseen leikkauksen suhteen.



Kuvaaja 5.7. Leikkausraudoituksen vaikutus käyttöasteisiin (Fe37)

Kuvaajassa 5.7 on esitetty leikkausraudoituksen käyttöasteiden eroja 6 mm ja 10 mm leikkausraudoituksia käytettäessä. Kuvaajasta voidaan nähdä, että mitä suurempi leikkausraudoituksen määrä on, sitä pienempi mitoitusmenetelmien ero on. Tarpeeksi suurella leikkausraudoituksen määrällä sallittujen jännitysten menetelmällä lasketusta käyttöasteesta tulee jopa pienemmäksi kuin rajatilamenetelmällä lasketusta. Tämä johtuu siitä, että eri menetelmät painottavat betonin ja teräksen osuutta leikkauskapasiteetissa eri tavalla. Sallittujen jännitysten menetelmällä betonille voidaan ottaa suhteessa vähemmän leikkausraudoitusta kuin rajatilamenetelmällä, mikä alentaa sallittujen jännitysten käyttöastetta suhteessa rajatilamitoituksen käyttöasteeseen suurilla leikkausteräsmäärillä.

6 Yhteenveto ja pohdinta

Opinnäytetyön tarkoituksena oli syventää tietämystä teräsbetonipalkkien kantavuuden arvioinnista. Painopisteinä olivat kantavuuteen vaikuttavien tekijöiden tunteminen, koekuormitus ja sen tulosten analysointi sekä arvioinnin työprosessin luominen.

Opinnäytetyöprosessin aikana osallistuin kolmeen palkiston kantavuuden arviointiprosessiin kahdessa eri korjausrakennusprojektissa. Mielestäni opinnäytetyössä löysin vastaukset niihin keskeisiin kysymyksiin, jotka heräsivät näissä projekteissa.

Opinnäytetyössä selvitettiin myös 1900-luvulla voimassa olleita kuormituksen ja betonirakenteiden määräyksiä ja suunnitteluperusteita. Näitä voidaan hyväksikäyttää myös rakenteiden kantavuuden arviointiprosessissa, mutta ennen kaikkea ne kuuluvat korjausrakennesuunnittelijan perustietoihin. Tämän osion avulla voidaan ymmärtää niitä peruseräyksiä, joilla betonirakenteita on 1900-luvulla suunniteltu, ja luodaan yleiskuvaa vanhojen rakenteiden mahdollisista puutteista ja sopivuudesta uusiin käyttötarkoituksiin.

Kantavuuden arvioinnissa ehkä tärkeimmäksi ja vaativimmaksi työprosessin vaiheeksi nostaisin alustavan arvioinnin. Se saatetaan helposti laiminlyödä projektin hankesuunnitteluvaiheessa. Tilaajan ja muiden alojen suunnittelijoiden näkökulmasta rakenteiden kantavuutta saatetaan pitää lähtökohtaisesti riittävänä, vaikka rakenteisiin tehtäisiin suuriakin muutoksia. Tässä vaiheessa luonnollisesti rakennesuunnittelijan on oltava tarkkana. Jo senkin takia, että mahdolliset koekuormitukset saadaan sisällytettyä urakkaan.

Haastavia voivat olla myös koekuormituksen tarpeellisuuden toteaminen ja koekuormituksen suunnittelu. Jos kyseessä on 1900-luvun alkupuolen rakennus, niin siitä ei usein ole olemassa minkäänlaisia rakennesuunnitelmia. Tämän lisäksi kantavia rakenteita ei monesti päästä hankesuunnitteluvaiheessa avaamaan, joten niiden arviointi voi olla todella vaikeaa. Koekuormituksen suunnitteluun ja toteutukseen on siis syytä paneutua kunnolla. Lisäksi sen lopetusehtojen on oltava kunnossa, sillä usein tämän kaltaisissa kohteissa koekuormitukseen joudutaan lähtemään liian hatarilla tiedoilla.

Palkin taivutusmitoituksessa eri mitoitusmenetelmien välillä on keskimäärin noin kymmenen prosentin ero rajatilamitoituksen hyväksi. Tämän suuruinen ero voi olla kantavuuden arvioinnissa ratkaiseva, koska yleensä rakenteissa ei ole ylimääräistä kapasiteettia. Toisaalta vanhempia rakenteita on enemmän suunniteltu tyyppiratkaisuja käyttäen, jonka takia rakenteissa voi olla suuriakin kapasiteettiylimääriä. Riskinä on myös se, että säästösyistä niissä voi olla myös alikapasiteettia.

Mitoitustulosten perusteella voi vetää sellaisen johtopäätöksen, että sallittujen jännitysten menetelmässä betonin puristuslujuutta hyväksikäytetään maltillisemmin kuin rajatilamitoituksessa. Vastaavasti teräksen lujuus on korostunut verrattuna rajatilamenetelmään. Tämä näkyy suoraan varsinkin leikkaushakojen mitoituksessa, joissa betonille otetaan selvästi vähemmän kuormitusta kuin teräksille suhteessa rajatilamitoitukseen.

Leikkausmitoituksessa mitoitusperusteet ovat vielä 1960-luvullakin olleet väärä, kun betonille ei ole saanut ottaa ollenkaan leikkausrasituksia palkkirakenteissa. Tämän takia ennen 1970-lukua rakennetuissa palkkirakenteissa pitäisi leikkausraudoituksen olla ylimitoitettu. Mielestäni vanhan palkin leikkausraudoitusta mitoittaessa voidaan betonille ottaa osa leikkausrasituksista, jonka seurauksena palkkien leikkauskapasiteetin pitäisi olla vähintäänkin riittävä lähes aina, kun puhutaan normaaleista toimisto- ja asuinhuoneistoista. Betonin leikkausjännityksiä laskettaessa olisi syytä käyttää 1970-luvun jälkeisiä sallitun leikkausjännityksen arvoja, koska sitä vanhemmat arvot ovat noin 2/3 uusia arvoja korkeampia. Taivutusmitoituksessa vastaavaa räikeää virhettä ei sallittujen puristusjännitysten arvoissa esiinny. Niissä on syytä käyttää rakentamisen ajan jännityksiä, jotka ovat ajan saatossa nousseet hiukan.

Kantavuudeltaan vajavaisiin rakenteisiin joudutaan suunnittelemaan usein vahvistuksia. Rakenteiden täydellisiin uusimisiin ei yleensä voida ryhtyä kustannussyistä. Lisäksi korjausrakentamisen luonteen vuoksi kantavuuden arviointi valmistuu yleensä korjausrakennusprojektin aikana, minkä johdosta kohoaviin kustannuksiin ei ole osattu valmistautua. Näistä syistä johtuen vanhoja rakenteita pyritään ensisijaisesti vahvistamaan. Luonnollisena jatkotutkimusehdotuksena tälle opinnäytetyölle olisi kustannustehokkaiden vahvistustapojen tutkiminen.

Kuvat ja kuvaajat

- Kuva 2.1. Palkin venymä- ja jännityskuvaaja halkeilemattomassa tilassa, s. 8
Kuva 2.2. Palkin taivutushalkeilu, s. 9
Kuva 2.3. Betonin puristuslujuuden muutos terästen myötäessä, s. 10
Kuva 2.4. Leikkaushalkeamia palkin uumassa, s. 10
Kuva 2.5. Taivutusleikkaushalkeamia palkissa, s. 11
Kuva 2.6. Leikkaushalkeamassa toimivat voimat, s. 12
Kuva 2.7. Palkin vääntöhalkeilu puhtaan väännön vaikutuksesta, s. 13
Kuva 2.8. Palkin vääntöhalkeamat normaalissa palkissa, s. 13
Kuva 2.9. Pääterästen liukumasta johtuvat halkeamat palkin tuen läheisyydessä, s. 15
Kuva 3.1. Alalaattapalkiston palkkityyppejä, s. 16
Kuva 3.2. Alalaattapalkiston tyypillinen raudoitus, s. 18
Kuva 3.3. Kaksoislaattapalkisto, s. 19
Kuva 3.4. Tyypillinen massiivilaatan primääripalkkien raudoitus, s. 20
Kuva 4.1. Lumikuorman arvot RIY A26:n mukaan, s. 25
Kuva 4.2. Lumikuorman arvot RIL 59:n mukaan, s. 26
Kuva 4.3. Tuulen nopeuspaineen funktio suhteessa rakennuksen korkeuteen Sisäministeriön päätöksen 1973 mukaan, s. 28
Kuva 4.4. Tuulen nopeuspaineen funktio suhteessa rakennuksen korkeuteen vuoden 1983 B1:n mukaan, s. 29
Kuva 4.5. Lumikuorman arvot vuoden 1998 B1:n mukaan, s. 30
Kuva 4.6. Tuulen nopeuspaineen funktio suhteessa rakennuksen korkeuteen Sisäministeriön vuoden 1998 B1:n mukaan, s. 31
Kuva 5.1. Kantavuuden arvioinnin prosessi vuokaaviona, s. 37
Kuva 5.2. Koekuormitettavan rakenteen varmistustuenta, s. 41
Kuva 5.3. Varmistustuennan tukeminen tiiliseinälle, s. 42
Kuva 5.4. Palkin terästen tarkastaminen, s. 47
Kuvaaja 5.1. Teräsmäärän vaikutus käyttöasteisiin (Fe37), s. 57
Kuvaaja 5.2. Teräsmäärän vaikutus käyttöasteisiin (A400HW), s. 58
Kuvaaja 5.3. Kuormasuhteiden vaikutus minimi teräsmäärällä (Fe37), s. 59
Kuvaaja 5.4. Kuormasuhteiden vaikutus maksimi teräsmäärällä (Fe37), s. 59
Kuvaaja 5.5. Betonin lujuuden vaikutus käyttöasteeseen (Fe37), s. 60
Kuvaaja 5.6. Betonin lujuuden vaikutus käyttöasteeseen (A400HW), s. 61
Kuvaaja 5.7. Leikkausraudoituksen vaikutus käyttöasteisiin (Fe37), s. 62

Lähteet

B1 Suomen rakentamismääräyskokoelma. Rakennusten vähimmäiskuormat, kantavat rakenteet, pohjarakenteet. Määräykset ja ohjeet 1976

B1 Suomen rakentamismääräyskokoelma. Rakenteiden varmuus ja kuormitukset. Määräykset ja ohjeet 1978

B1 Suomen rakentamismääräyskokoelma. Rakenteiden varmuus ja kuormitukset. Määräykset ja ohjeet 1983

B1 Suomen rakentamismääräyskokoelma. Rakenteiden varmuus ja kuormitukset. Määräykset ja ohjeet 1998

B4 Suomen rakentamismääräyskokoelma. Betonirakenteet. Määräykset ja ohjeet 1987

B4 Suomen rakentamismääräyskokoelma. Betonirakenteet. Määräykset ja ohjeet 2005

Betonitekniikka – käsikirja. 1979. Helsinki, Suomen rakennusinsinöörien liitto, RIL

Holopainen, S. 2001. Vanhojen teräsbetonirakenteiden kantavuuden arvioiminen. Diplomityö. Tampere, Tampereen teknillinen korkeakoulu, Rakennustekniikan osasto, talonrakennustekniikka

MacGregor, J. & Wight, J. 2009. Reinforced Concrete, Mechanics and Design, 5th edition. New Jersey, Pearson Education, Inc.

McCormac, J. & Nelson, J. 2006. Design of Reinforced Concrete, 7th edition. New Jersey, John Wiley & Sons, Inc.

Rakennustietosäätiö RTS. 2002. Kerrostalot 1880-1940. Hämeenlinna, Karisto Oy

Rakennustietosäätiö RTS. 1989. Kerrostalot 1940-1960. Porvoo, WSOY

Rakennustietosäätiö RTS. 1994. Kerrostalot 1960-1975. Tampere, Tammerpaino Oy

Rakentajain kustannus Oy. 1969. Rakentajain kalenteri. Helsinki

Ratu KI-6018. 2010. Rakennustöiden turvallisuusohjeet, Raturva 2

RIL 144-1997.1997. Rakenteiden kuormitusohjeet. Helsinki, Suomen rakennusinsinöörien liitto, RIL

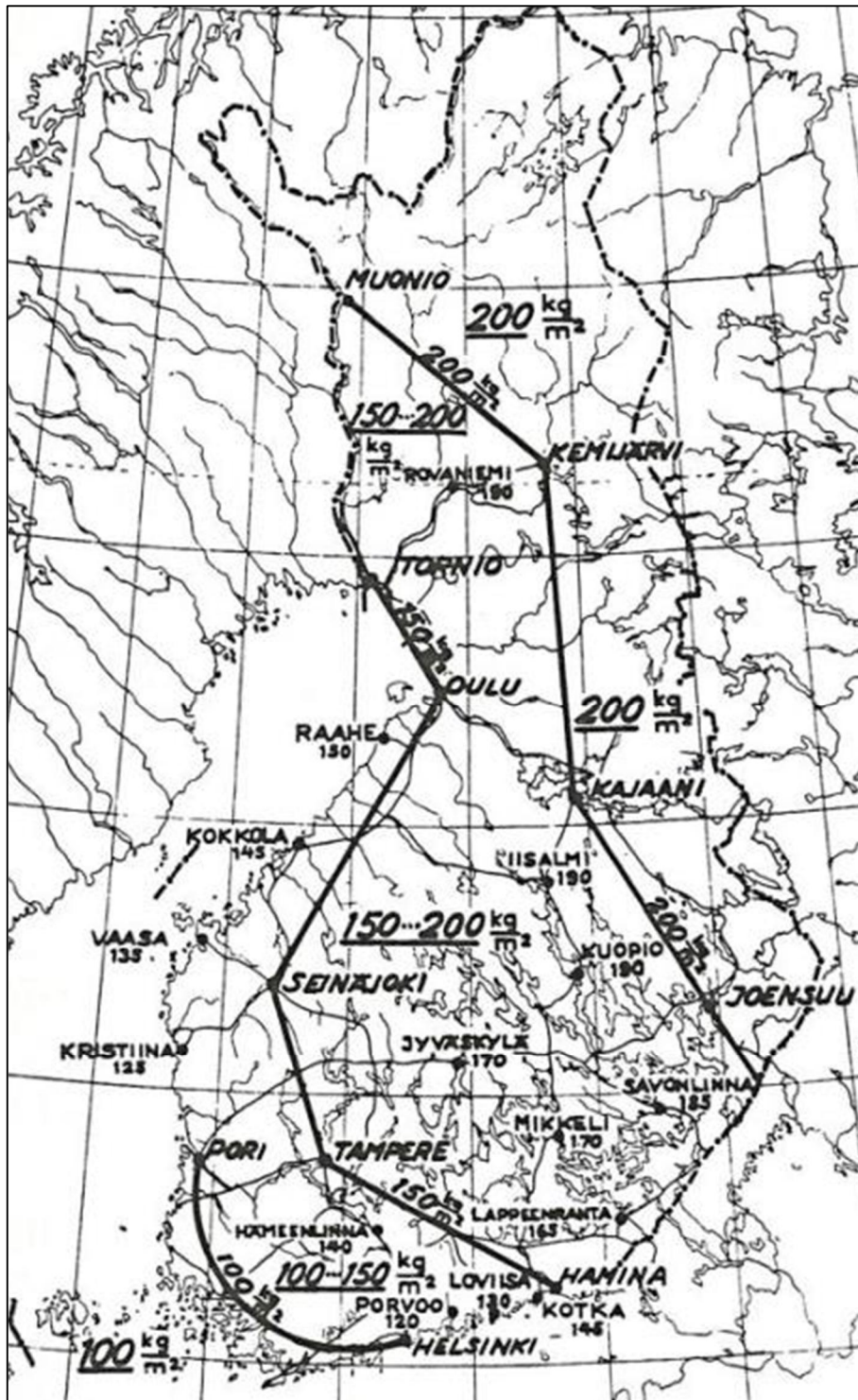
RIL 174-4.1988. Korjausrakentaminen IV, Runkorakenteet. Helsinki, Suomen rakennusinsinöörien liitto, RIL

Salmikivi, T. 1992. Vanhojen rakenteiden kunnon ja kantavuuden määrittäminen. Lisensiaatintyö. Espoo, Teknillinen korkeakoulu, talonrakennustekniikka

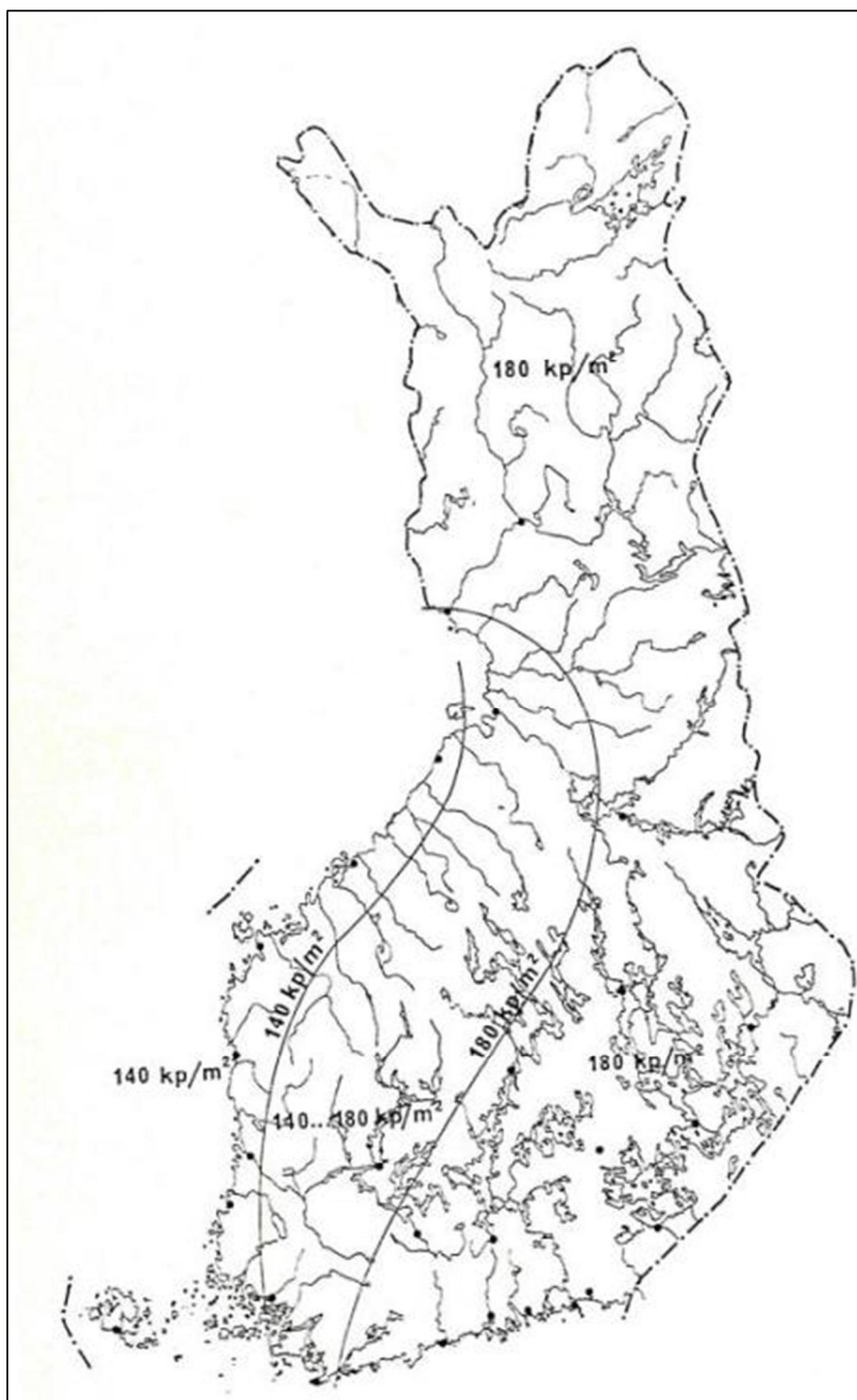
Soini, R. 1980. Rajatilamitoitus – perusteita. Luentomuistiinpanot. Lappeenranta teknillinen oppilaitos. Rakennustekniikka

Lumikuormat:

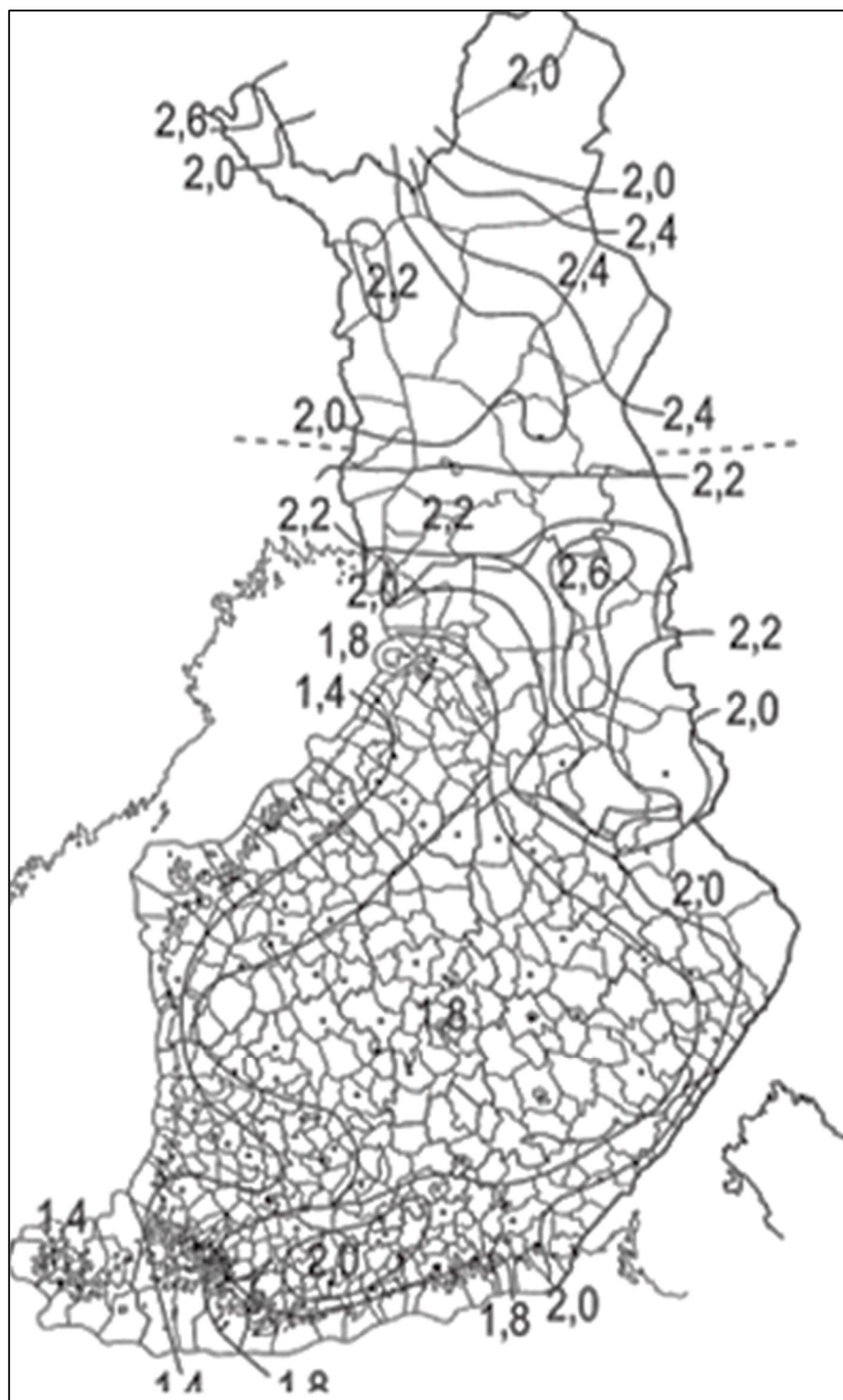
1913–1932: **2,0 kN/m²**, jossa huomioitu myös tuulenpaine (Helsingin rakennus-tarkastuskonttori)



Kuva 1. Lumikuorman arvot vuosina 1932–1969 (katolla)



Kuva 2. Lumikuorman arvot vuosina 1969–1998 (katolla)



Kuva 3. Lumikuorman arvot vuodesta 1998 enteenpäin (RakMk, katolla)

Hyötykuormat:

1913 (Helsinki), 1932 (koko maa)	[kN/m ²]
Asuinhuoneet*	2,5
Myymälät ja varastohuoneet**	3,5
Kokoussalit, portaat ja porrastasot	4
Ullakot	1,5
Pihat kellarin päällä	5

* Puurakennuksissa voitiin käyttää arvoa 2,0 kN/m². Vuoden 1932 määräyksessä mainitaan erikseen arvon 2,5 kN/m² koskevan myös toimistohuoneita

** Vuoden 1932 päätöksessä arvon mainitaan koskevan nimenomaan myymälöiden välittömässä yhteydessä olevia varastohuoneita. Normaalisti varastohuoneella 5 kN/m²

1941	[kN/m ²]
Asuinhuoneet*	2,0

* Jos välipohja on betoninen ja siinä on yhtenäinen ylä- tai alalaatta.

1955 RKM (RIY A26)	[kN/m ²]
Asuinhuoneet ja toimistohuoneet	2,0
Tavara ja liikenne	?
Portaat	3
Ullakot	1,5
Parvekkeiden väkijoukkokuorma	4

1969 (RIL 59)	Pintakuorma [kN/m ²]	Viivakuorma [kN/m]
Oleskelu (asunnot)	1,5	0,4
Kokoontumis (toimistot, portaat, käytävät)	2,5	0,4
Tungos (parvekkeet)	4	0,8
Tavara- ja liikenne	?	

* vaikuttaa puolessa välissä pystysuuntaista rakennetta tai maksimissaan 1,5 metrin korkeudella.

Liite 1 5(6)

1973 (SisMp)	Pystykuorma	[kN/m ²]	Vaakakuorma	[kN/m]
1976 (RakMk)	Pintakuorma	Pistekuorma	Viivakuorma	Pistekuorma
Oleskelukuorma I	1,5			
Oleskelukuorma II	2			
portaajat ja käytävät	2,5 ¹⁾	1,5 ²⁾	0,4	0,3
Kokoontumiskuorma	2,5			
portaajat ja käytävät	4			
Tungoskuorma	4		0,8	
Tavarakuormat:				
Varasto- ja tuotantotila	5	20	0,4	0,3 ³⁾
H-autojen suojat	2,5	10		5 ⁴⁾
ja paikoitustasot				
Muut autosuojat ja	4	20		10 ⁴⁾
paikoitustasot				
katto ja välitasot, joiden liikennettä ei ole rajoitettu	8 (10 1976)	40		20

1) Asunnon sisäisten portaiden pintakuormaksi saadaan otaksua 1,5 kN/m²

2) Portaajat 2,0 kN

3) Mikäli tiloissa käytetään trukkikuormaajia, on vaakasuoraksi pistekuormaksi otaksuttava 5 kN

4) Ei koske yhden auton syvyisiä yksikerroksisia suojia

1978 (RakMk)	Pintakuorma	Pistekuorma*	Pintakuorman
	[kN/m ²]	[kN/]	liikkuva osuus %
Oleskelukuorma I	1,5 ¹⁾	1,5	70
Oleskelukuorma II	2 ¹⁾	1,5	70
portaajat ja käytävät	2,5 ²⁾	2 ³⁾	100
Kokoontumiskuorma	2,5	1,5	70
portaajat ja käytävät	4 ²⁾	2	100
Tungoskuorma	4	2	100
Tavarakuormat:			
Varasto- ja tuotantotila	5	20	100
H-autojen suojat	2,5	10 ²⁾	100
ja paikoitustasot			
Muut autosuojat ja	5	20	100
paikoitustasot (ajoneuvo alle 40 kN)			
katto ja välitasot, joiden liikennettä ei ole rajoitettu	10	50	100

*) Ei vaikuta samanaikaisesti pintakuorman kanssa. Kuormitusala 25x25mm kun Fk ≤ 2 kN ja 100x100mm kun Fk > 2kN

1) Parvekkeilla 1,5 kN/m² + viivakuorma 2,0 kN/m kaiteen vieressä

2) Huoneiston sisäisten portaiden ja käytävien pintakuormaksi otaksutaan vastaava oleskelu- tai kokoontumiskuorma sekä sisäisten käytävien pistekuormaksi Fk = 1,5 kN

3) Kantamattomilla paikoitusalueilla Fk = 20 kN

1983 (RakMk)	Pintakuorma	Pistekuorma*	Pintakuorman	Vaakakuormat	
	[kN/m ²]	[kN/]	liikkuva osuus	[kN]	[kN/m]
Oleskelukuorma I	1,5 ²⁾	1,5	70		0,4
Oleskelukuorma II	2 ²⁾	1,5	70		0,4
portaat ja käytävät	2,5 ³⁾	2 ¹⁾	100		0,4
Kokoontumiskuorma	2,5	1,5	70		0,4
portaat ja käytävät	4 ³⁾	2	100		0,4
Tungoskuorma	4	2	100	0,3 ⁴⁾	0,8
Tavarakuormat:					
Varasto- ja tuotantotila	5	20	100	— ⁵⁾	
H-autojen suojat	2,5	10 ⁶⁾⁷⁾	100	5 ⁸⁾	
ja paikoitustasot					
Muut autosuojat ja <25 kN	5	20 ⁶⁾	100	10 ⁸⁾	
paikoitustasot <45 kN					
katto ja välitasot <150 kN	10	50 ⁶⁾⁹⁾	100	25	

1) Ei vaikuta samanaikaisesti pintakuorman kanssa, 25x25 kun $F_k \leq 2,0$ kN, 100x100 kun $F_k > 2,0$ kN ja 300x300 kun $F_k \geq 50$ kN

2) Parvekkeilla 1,5 kN/m² + viivakuorma 2,0 kN/m kaiteen vieressä

3) Huoneiston sisäisten portaiden ja käytävien pintakuormaksi otaksutaan vastaava oleskelu- tai kokoontumiskuorma sekä sisäisten käytävien pistekuormaksi $F_k = 1,5$ kN

4) Koskee kaiteen levymäisiä osia

5) Mikäli tilassa käytetään trukkikuormaajia, otaksutaan vaakasuoraksi pistekuormaksi 5 kN

6) Rakennusten vieressä olevat paikoitus- ja kattotasot suunnitellaan tarpeen mukaan myös sammutus- ja pelastusajoneuvojen kuormille sekä nostolava- ja konetikasajoneuvon tukijalan pistekuormalle

7) Kattamattomilla paikoitusalueilla $F_k = 20$ kN

8) Ei koske yhden auton syvyisiä yksikerroksisia suojia

9) Pistekuormia voi olla useampia riippuen todellisista olosuhteista

Betonin ja teräksen sallitut jännitykset:

Betonin murtolujuus koekuutioilla (20 cm x 20 cm x 20 cm) 28 vrk:n iässä				
	1913 (Helsinki)	1926 (Helsinki)	1929 (koko maa)	1936 (koko maa)
	vähintään 200 kg/cm ²	vähintään 200 kg/cm ²	vähintään 160 kg/cm ²	Tavallisia jännityksiä käytettäessä vähintään 140 kg/cm ² Korotettuja jännityksiä käytettäessä vähintään 180 kg/cm ²
Betonirakenteiden sallitut jännitykset				
	1913 (Helsinki)	1926 (Helsinki)	1929 (koko maa)	1936 (koko maa)
Rauta, vetojännitys	• 1200 kg/cm ² • 10 cm ohuemmissa laatoissa 1000 kg/cm ²	• 1200 kg/cm ²	• 1200 kg/cm ² • 10 cm ohuemmissa laatoissa 1000 kg/cm ²	• 1200 kg/cm ²
Betoni, puristusjännitys (keskeinen puristus)	• 1/4 murtolujuudesta • Betonisekoituksella 1:3:3, joka oli yleisin välipohjissa käytetty betonin sekoitus-suhde, 25 kg/cm ²	• 1/9 murtolujuudesta • Rakenteissa, joissa poikkipinnan lyhin leveysmitta on vähintään 30 cm, 35 kg/cm ² ja kun leveysmitta on pienempi, 30 kg/cm ²	• 35 kg/cm ² • Pilareissa ja tuissa ylimmässä kerroksessa 25 kg/cm ² , sitä lähinnä alemmassa kerroksessa 30 kg/cm ² ja muissa kerroksissa 35 kg/cm ²	• Tavallinen jännitys 35 kg/cm ² • Korotettu jännitys 1/4 murtolujuudesta max. 60 kg/cm ²
Betoni, puristusjännitys (taivutus ja epäkeskeinen puristus)	• 1/5 murtolujuudesta • Yleensä 40 kg/cm ² , paitsi tukien luona negat. mom. aiheuttama puristus palkin alapinnassa (konsoli) 50 kg/cm ²	• 1/6 murtolujuudesta • Taivutuksen alaisissa rakenteissa yleensä 40 kg/cm ² • Jatkuvien palkkien tuilla 50 kg/cm ² • Rasitus epäkeskeisesti kuormitetuissa pilareissa ja kehärakenteissa 50 kg/cm ² , kuitenkin siten, että normaalivoima erikseen ei aikaansaa suurempaa rasitusta kuin 35 kg/cm ²	• 40 kg/cm ² • 10 cm ohuemmissa laatoissa 35 kg/cm ² ja vähintään 20 cm korkeissa täysissä suorakaiteenmuotoisissa poikkileikkauksissa 50 kg/cm ²	• Tavallinen jännitys 40 kg/cm ² • Korotettu jännitys 1/3,5 murtolujuudesta max. 65 kg/cm ² *
* Vähintään 20 cm korkeissa täysissä suorakaiteen muotoisissa poikkileikkauksissa sai sallittuja jännityksiä ylittää 10 kg/cm ² .				

Kuva 1. Betonin ja terästen sallitut jännitykset 1913, 1926, 1929 ja 1936

Betoniluokka	SALLITTU JÄNNITYS MN/m ²				
	Betoniteräslaji			Kylmänä vedetyt ter.	Betoniteräs-verkko
	St 37	St 44	St 52		
A-betoni	140	150	180	0,5 × juoksuraja	220
B-betoni	140	150	180		220
C-betoni	120	120	120	120	140

Kuva 2. Terästen sallitut jännitykset 1946

Betonin lujuusluokka	Sallittu keskeinen puristusjännitys		Sallittu epäkeskeinen puristusjännitys		Sallitut työntöjännitykset (MN/m ²)	
	σ_{psall} (MN/m ²), kun rakenteen pienin paksuus a on		σ_{bsall} (MN/m ²), kun rakenteen pienin paksuus a on		Ei haka-teräksiä	Hakateräksiä
	0,20 m (0,10 m)	$\geq 0,40$ m	0,20 m (0,10 m)	$\geq 0,40$ m	σ_{osall}	σ'_{osall}
K 45	6,0	8,0	10,0	12,5	0,95	2,0
K 40	5,5	7,5	8,6	11,5	0,9	2,0
K 35	5,0	7,0	7,9	10,5	0,85	1,9
K 30	4,5 (3,2)	6,5 (4,5)	7,1 (3,8)	9,5 (5,5)	0,8	1,8
K 25	4,0 (2,8)	6,0 (4,0)	6,4 (3,1)	8,5 (4,5)	0,7	1,7
K 20	3,5 (2,1)	5,5 (3,0)	5,6 (2,4)	7,5 (3,5)	0,6	1,6
K 15	2,0 (1,4)	4,0 (2,0)	3,7 (1,7)	5,0 (2,5)	0,55	1,4
K 10	– (0)	– (1,5)	– (0)	– (2,0)	–	–
K 6	– (0)	– (1,0)	– (0)	– (1,5)	–	–

Kuva 3. Betonin sallitut jännitykset 1946

Betoniluokka	SALLITTU JÄNNITYS MN/m ²				
	Keskeinen puristus σ_{psall} Pilarin pienempi sivumitta (m)		Puristus + taivutus σ_{bsall} Rakenteen paksuus (m)		Leikkaus σ_{osall}
	0,20	0,40	0,06	0,20	
A-betoni K28 > 20 MN/m ²	3,6	6,0	6,6	8,0	1,8
A-betoni K28 > 40 MN/m ²	6,0	10,0	10,6	12,0	1,8
B-betoni K28 > 20 MN/m ²	3,3	5,5	6,1	7,5	1,6
C-betoni K28 > 15 MN/m ²	2,4	4,0	3,6	5,0	1,2
Väliarvot interpoloidaan					

Kuva 4. Betonin sallitut jännitykset 1954

Betonin lujuusluokka	τ_0 sall kg/cm ²	τ_0 'sall kg/cm ²
K 450	9,5	20
K 400	9,0	20
K 350	8,5	19
K 300	8,0	18
K 250	7,0	17
K 200	6,0	16
K 150	5,5	14

Kuva 5. Betonin sallitut työntöjännitykset 1954

Betoniteräs- laatu	Alin vaadittava betonin lujuus- luokka	σ_t sall kg/cm ² A- ja B-betoni	C-betoni
St 37	K 150	1100	1100
	K 200	1400	1400
St 44	K 150	1100	1100
	K 200	1500	1400
St 52	K 150	1100	1100
	K 200	1500	1400
	K 250	1800	
Harjateräs V 40 ¹⁾	K 150	1800	1600
	K 200	2200	2000
Betoniteräs- verkko (laatoissa)	K 150	1800	1600
	K 200	2200	2000
	K 250	2400	

¹⁾ Laatoissa, joiden paksuus on vähintään 10 cm, saa sallitut jännitykset korottaa 200 kg/cm² taulukon esittämistä arvoista.

Kuva 6. Terästen sallitut jännitykset 1954

Suunnittelu- lujuus	σ_p sall kp/cm ²	σ_b sall kp/cm ²	τ_0 sall τ_1 sall kp/cm ²	τ'_0 sall τ'_1 sall kp/cm ²
K 500	107	150	12	30
K 450	100	140	11	28
K 400	92	129	10	26
K 350	84	117	9	24
K 300	75	105	8	21
K 250	65	92	7	18
K 200	55	77	6	15
K 150	43	60	5	12
K 100 ¹⁾	30	42	3	8

¹⁾ Käytetään vain valmiiden rakenteiden lujuutta arvosteltaessa.

Kuva 7. Betonin sallitut jännitykset 1965

Teräs- luokka	Teräslaatu	Tankojen halkaisija mm	σ_t sall kp/cm ²
I	A 22, A 22 S	≤ 30	1400
		> 30	1300
II	A 32, A 32 S	≤ 30	1800
		> 30	1700
III	A 40 H, A 40 HS ¹⁾	≤ 15	2300
		15 < d ≤ 28	2200
IV	B 50 V1) ²⁾		2400
	B 50 HV1) ²⁾		2600

¹⁾ Laatoissa, joiden paksuus on vähintään 10 cm, saa sallitun jännityksen korottaa 200 kp/cm² taulukon esittämistä arvoista.
²⁾ Jos betonin lujuus < K 200, on sallittua jännitystä vähennettävä 400 kp/cm².

Kuva 8. Terästen sallitut jännitykset 1965

Taulukko 3.1

Raudoitettujen rakenteiden betonin sallitut puristusjännitykset (σ_{cc}) ja taivutuspuristusjännitykset (σ_{cf}) (MN/m²)

Lujuusluokka	σ_{cc}			σ_{cf}		
	Rakenneluokka			Rakenneluokka		
	1	2	3	1	2	3
K40	14	12	5	18	16	6
K35	12	10,5	5	16	14	6
K30	10	9	5	13,5	12	6
K25	8,5	7,5	5	11,5	10	6
K20	7	6	5	9	8	6
K15	5	4,5	4	7	6	4,5
K10	3,5	3	2,5	4,5	4	3

Kuva 9. Betonin sallitut puristusjännitykset 1981

Taulukko 3.3

Raudoitettujen rakenteiden betonin sallittujen leikkausjännityksien perusarvo (τ_{c0}), leikkausjännityksien ylärajat (τ_{c1}) ja vääntöjännityksien ylärajat (τ_{c2}) (MN/m²)

Lujuusluokka	τ_{c0}			τ_{c1}	τ_{c2}
	Rakenneluokka				
	1	2	3		
K40	0,43	0,39	0,31	3,2	2,0
K35	0,39	0,35	0,28	2,8	1,8
K30	0,36	0,32	0,25	2,4	1,5
K25	0,31	0,28	0,22	2,0	1,3
K20	0,27	0,24	0,19	1,6	1,0
K15	0,22	0,20	0,16	1,2	0,8
K10	0,17	0,15	0,12	0,8	0,5

Kuva 10. Betonin sallitut leikkausjännitykset 1981

Taulukko 3.4*Betoniterästen sallitut vetojännitykset (N/mm²)*

Teräslaatu	σ_s	
	1-rakenneluokka	2- ja 3-rakenneluokka
Fe37B pyörötanko	140	130
A400H, A400HW	250	230
A500HW	310	290
A600H	360 ¹⁾	330 ¹⁾
B500P	300	280

Kuva 11. Terästen sallitut jännitykset 1981

Liite 3: kohdan 5.2.2 mitoitus

Lähtötiedot									
	L	h	b	d	As	teräs	K	Asw	Asw,jako
Tapaus 1	2000	450	250	400	400	Fe37	20	8	300
Tapaus 1	4000	450	250	400	600	Fe37	20	8	300
Tapaus 1	4000	450	250	400	800	Fe37	20	8	300
Tapaus 1	4000	450	250	400	1000	Fe37	20	8	300
Tapaus 1	4000	450	250	400	1200	Fe37	20	8	300
Tapaus 1	4000	450	250	400	1400	Fe37	20	8	300
Tapaus 1	4000	450	250	400	1600	Fe37	20	8	300
Tapaus 1	4000	450	250	400	2000	Fe37	20	8	300

	L	h	b	d	As	teräs	K	Asw	Asw,jako
Tapaus 1	4000	450	250	400	200	A400HW	20	8	300
Tapaus 1	4000	450	250	400	300	A400HW	20	8	300
Tapaus 1	4000	450	250	400	400	A400HW	20	8	300
Tapaus 1	4000	450	250	400	500	A400HW	20	8	300
Tapaus 1	4000	450	250	400	600	A400HW	20	8	300
Tapaus 1	4000	450	250	400	700	A400HW	20	8	300
Tapaus 1	4000	450	250	400	800	A400HW	20	8	300
Tapaus 1	4000	450	250	400	900	A400HW	20	8	300

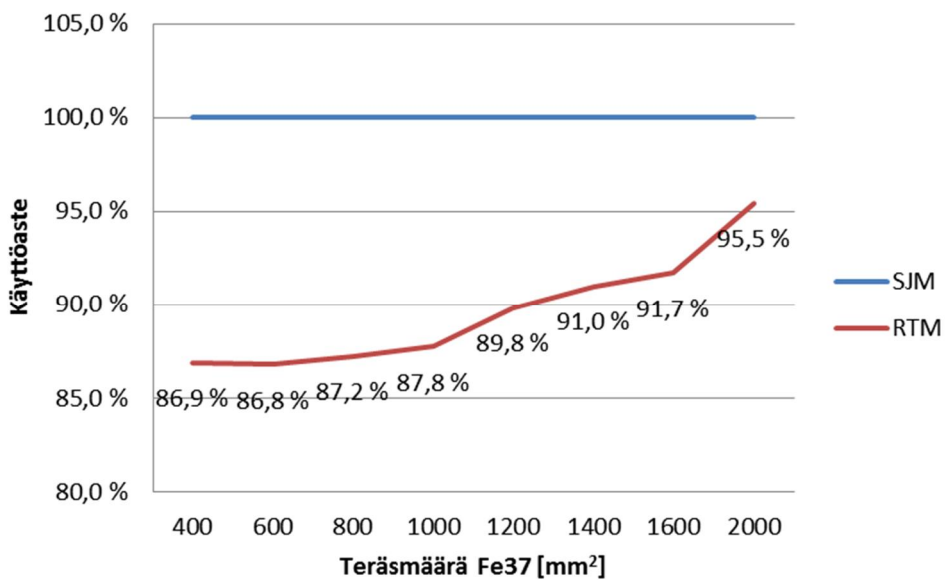
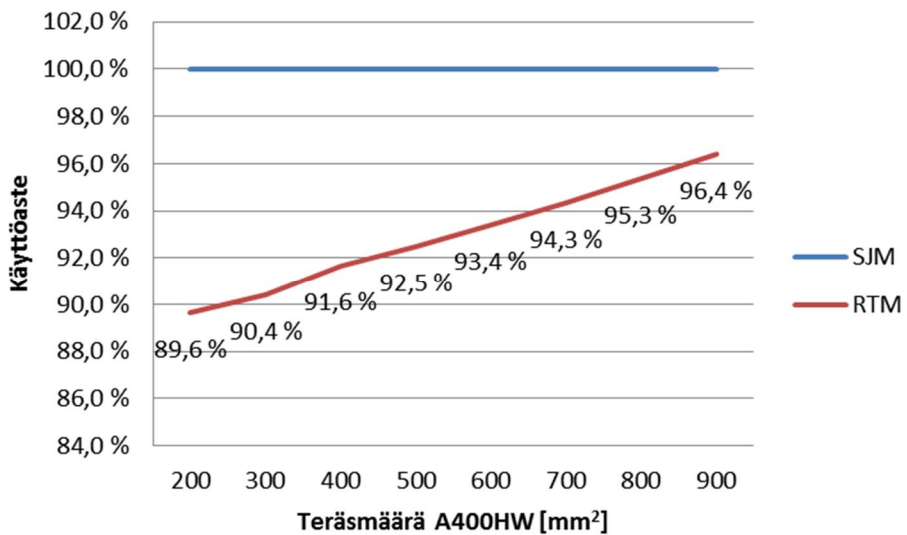
Kuormat								
Pk/m	pysyvä	hyöty	Pd	Mk	Md	Vk	Vd	
37,6	0,6	0,4	51,2	18,8	25,6	37,6	51,2	
13,8	0,6	0,4	18,8	27,6	37,5	27,6	37,5	
18,1	0,6	0,4	24,6	36,2	49,2	36,2	49,2	
22,2	0,6	0,4	30,2	44,4	60,4	44,4	60,4	
26,7	0,6	0,4	36,3	53,3	72,5	53,3	72,5	
30,8	0,6	0,4	41,8	61,5	83,7	61,5	83,7	
34,6	0,6	0,4	47,0	69,2	94,1	69,2	94,1	
42,8	0,6	0,4	58,2	85,6	116,4	85,6	116,4	
Pk/m	pysyvä	hyöty	Pd	Mk	Md	Vk	Vd	
8,5	0,6	0,4	11,5	16,9	23,0	16,9	23,0	
12,6	0,6	0,4	17,1	25,1	34,2	25,1	34,2	
16,7	0,6	0,4	22,7	33,3	45,3	33,3	45,3	
20,6	0,6	0,4	28,0	41,2	56,1	41,2	56,1	
24,5	0,6	0,4	33,3	49,0	66,6	49,0	66,6	
28,3	0,6	0,4	38,5	56,6	76,9	56,6	76,9	
32,0	0,6	0,4	43,5	64,0	87,0	64,0	87,0	
35,6	0,6	0,4	48,5	71,3	97,0	71,3	97,0	

Liite 3 2(19)

Taivutusmitoitus:											
Sallittujen jännitysten menetelmä:											
	$K_{s, arv}$	$M_{sall, 1}$	$K_{d, tark}$	$k_{d, 1}$	$k_{d, 2}$	$K_{s, 1}$	$K_{s, 2}$	$K_{s, tod}$	M_{sall}	P_{sall}	%
Tapaus 1	9,2	17,4	1517	1330	1690	8,6	8,4	8,5	18,8	37,6	100,0 %
Tapaus 1	9,2	26,1	1238	1120	1330	8,8	8,6	8,7	27,6	13,8	100,0 %
Tapaus 1	9,2	34,8	1072	970	1120	8,9	8,8	8,9	36,2	18,1	100,0 %
Tapaus 1	9,2	43,5	959	870	960	9,1	8,9	9,0	44,4	22,2	100,0 %
Tapaus 1	9,2	52,2	876	870	960	9,1	8,9	9,0	53,3	26,7	100,0 %
Tapaus 1	9,2	60,9	811	810	840	9,1	9,1	9,1	61,5	30,8	100,0 %
Tapaus 1	9,2	69,6	758	720	760	9,3	9,2	9,3	69,2	34,6	100,0 %
Tapaus 1	9,2	87,0	678	670	710	9,4	9,3	9,4	85,6	42,8	100,0 %
	$K_{s, arv}$	$M_{sall, 1}$	$K_{d, tark}$	$k_{d, 1}$	$k_{d, 2}$	$K_{s, 1}$	$K_{s, 2}$	$K_{s, tod}$	M_{sall}	P_{sall}	%
Tapaus 1	4,9	16,3	1565	1330	1610	4,75	4,7	4,7	16,9	8,5	100,0 %
Tapaus 1	4,9	24,5	1278	1140	1330	4,8	4,75	4,8	25,1	12,6	100,0 %
Tapaus 1	4,9	32,7	1107	1030	1130	4,8	4,8	4,8	33,3	16,7	100,0 %
Tapaus 1	4,9	40,8	990	980	1030	4,9	4,8	4,9	41,2	20,6	100,0 %
Tapaus 1	4,9	49,0	904	870	910	4,9	4,9	4,9	49,0	24,5	100,0 %
Tapaus 1	4,9	57,1	837	830	870	5	4,9	5,0	56,6	28,3	100,0 %
Tapaus 1	4,9	65,3	783	760	810	5	5	5,0	64,0	32,0	100,0 %
Tapaus 1	4,9	73,5	738	710	740	5,1	5	5,1	71,3	35,6	100,0 %

Rajatilamenetelmällä:												
	F_{cd}	F_{yd}	ρ	ω	μ	y	z	$N_c=N_s$	M_u	P_{max}	%	
Tapaus 1	9,3	192,0	0,004	0,083	0,079	33	383	76,8	29,5	58,9	86,9 %	
Tapaus 1	9,3	192,0	0,006	0,124	0,116	50	375	115,2	43,2	21,6	86,8 %	
Tapaus 1	9,3	192,0	0,008	0,165	0,152	66	367	153,6	56,4	28,2	87,2 %	
Tapaus 1	9,3	192,0	0,010	0,206	0,185	83	359	192,0	68,9	34,4	87,8 %	
Tapaus 1	9,3	192,0	0,012	0,248	0,217	99	350	230,4	80,7	40,4	89,8 %	
Tapaus 1	9,3	192,0	0,014	0,289	0,247	116	342	268,8	92,0	46,0	91,0 %	
Tapaus 1	9,3	192,0	0,016	0,330	0,276	132	334	307,2	102,6	51,3	91,7 %	
Tapaus 1	9,3	192,0	0,020	0,413	0,328	165	317	384,0	121,9	60,9	95,5 %	
	F_{cd}	F_{yd}	ρ	ω	μ	y	z	$N_c=N_s$	M_u	P_{max}	%	ω_{max}
Tapaus 1	9,3	333,0	0,002	0,072	0,069	29	386	66,6	25,7	12,8	89,6 %	ok!
Tapaus 1	9,3	333,0	0,003	0,107	0,102	43	379	99,9	37,8	18,9	90,4 %	ok!
Tapaus 1	9,3	333,0	0,004	0,143	0,133	57	371	133,2	49,5	24,7	91,6 %	ok!
Tapaus 1	9,3	333,0	0,005	0,179	0,163	72	364	166,5	60,6	30,3	92,5 %	ok!
Tapaus 1	9,3	333,0	0,006	0,215	0,192	86	357	199,8	71,3	35,7	93,4 %	ok!
Tapaus 1	9,3	333,0	0,007	0,251	0,219	100	350	233,1	81,6	40,8	94,3 %	ok!
Tapaus 1	9,3	333,0	0,008	0,286	0,245	115	343	266,4	91,3	45,6	95,3 %	ok!
Tapaus 1	9,3	333,0	0,009	0,322	0,270	129	336	299,7	100,6	50,3	96,4 %	ok!

Taivutus
13,1 %
13,2 %
12,8 %
12,2 %
10,2 %
9,0 %
8,3 %
4,5 %
10,4 %
9,6 %
8,4 %
7,5 %
6,6 %
5,7 %
4,7 %
3,6 %



Liite 3 4(19)

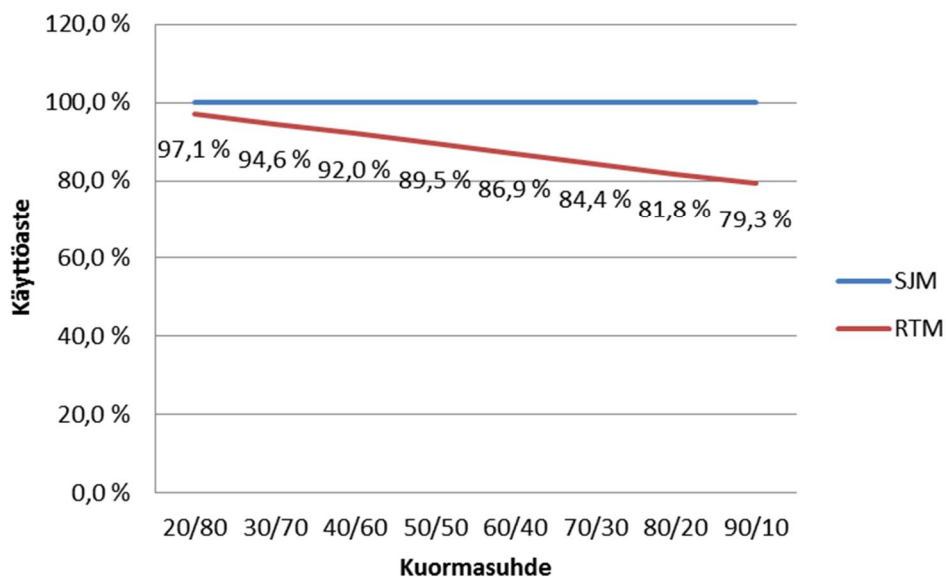
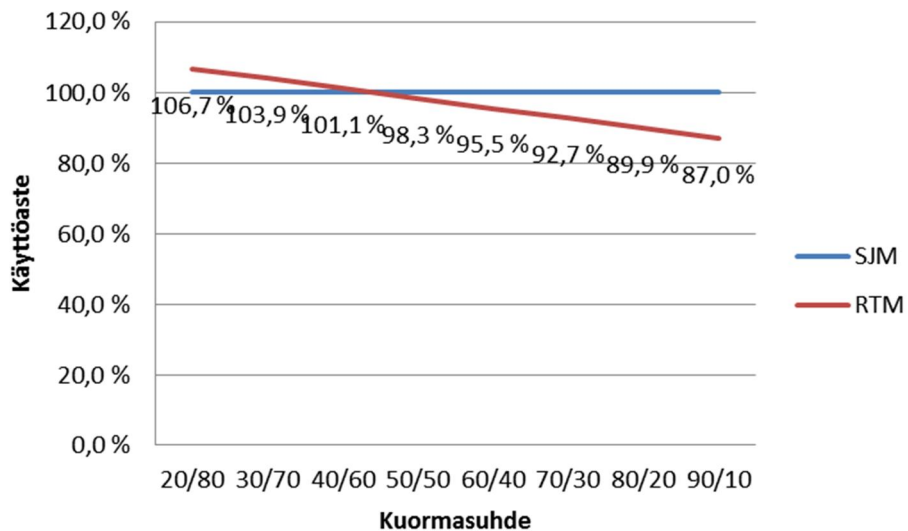
[illegible]

Kuormat							
Pk/m	pysyvä	hyöty	Pd	Mk	Md	Vk	Vd
9,4	0,2	0,8	14,3	18,8	28,6	18,8	28,6
9,4	0,3	0,7	13,9	18,8	27,9	18,8	27,9
9,4	0,4	0,6	13,6	18,8	27,1	18,8	27,1
9,4	0,5	0,5	13,2	18,8	26,4	18,8	26,4
9,4	0,6	0,4	12,8	18,8	25,6	18,8	25,6
9,4	0,7	0,3	12,4	18,8	24,8	18,8	24,8
9,4	0,8	0,2	12,0	18,8	24,1	18,8	24,1
9,4	0,9	0,1	11,7	18,8	23,3	18,8	23,3
Pk/m	pysyvä	hyöty	Pd	Mk	Md	Vk	Vd
42,8	0,2	0,8	65,0	85,6	130,1	85,6	130,1
42,8	0,3	0,7	63,3	85,6	126,6	85,6	126,6
42,8	0,4	0,6	61,6	85,6	123,2	85,6	123,2
42,8	0,5	0,5	59,9	85,6	119,8	85,6	119,8
42,8	0,6	0,4	58,2	85,6	116,4	85,6	116,4
42,8	0,7	0,3	56,5	85,6	112,9	85,6	112,9
42,8	0,8	0,2	54,8	85,6	109,5	85,6	109,5
42,8	0,9	0,1	53,0	85,6	106,1	85,6	106,1

Taivutusmitoitus:											
Sallittujen jännitysten menetelmä:											
	$K_{s,av}$	$M_{sall,1}$	$K_{d,tark}$	$k_{d,1}$	$k_{d,2}$	$K_{s,1}$	$K_{s,2}$	$K_{s,tod}$	M_{sall}	P_{sall}	%
Tapaus 1	9,2	17,4	1517	1330	1690	8,6	8,4	8,5	18,8	9,4	100,0 %
Tapaus 1	9,2	17,4	1517	1330	1690	8,6	8,4	8,5	18,8	9,4	100,0 %
Tapaus 1	9,2	17,4	1517	1330	1690	8,6	8,4	8,5	18,8	9,4	100,0 %
Tapaus 1	9,2	17,4	1517	1330	1690	8,6	8,4	8,5	18,8	9,4	100,0 %
Tapaus 1	9,2	17,4	1517	1330	1690	8,6	8,4	8,5	18,8	9,4	100,0 %
Tapaus 1	9,2	17,4	1517	1330	1690	8,6	8,4	8,5	18,8	9,4	100,0 %
Tapaus 1	9,2	17,4	1517	1330	1690	8,6	8,4	8,5	18,8	9,4	100,0 %
Tapaus 1	9,2	17,4	1517	1330	1690	8,6	8,4	8,5	18,8	9,4	100,0 %
	$K_{s,av}$	$M_{sall,1}$	$K_{d,tark}$	$k_{d,1}$	$k_{d,2}$	$K_{s,1}$	$K_{s,2}$	$K_{s,tod}$	M_{sall}	P_{sall}	%
Tapaus 1	9,2	87,0	678	670	710	9,4	9,3	9,4	85,6	42,8	100,0 %
Tapaus 1	9,2	87,0	678	670	710	9,4	9,3	9,4	85,6	42,8	100,0 %
Tapaus 1	9,2	87,0	678	670	710	9,4	9,3	9,4	85,6	42,8	100,0 %
Tapaus 1	9,2	87,0	678	670	710	9,4	9,3	9,4	85,6	42,8	100,0 %
Tapaus 1	9,2	87,0	678	670	710	9,4	9,3	9,4	85,6	42,8	100,0 %
Tapaus 1	9,2	87,0	678	670	710	9,4	9,3	9,4	85,6	42,8	100,0 %
Tapaus 1	9,2	87,0	678	670	710	9,4	9,3	9,4	85,6	42,8	100,0 %
Tapaus 1	9,2	87,0	678	670	710	9,4	9,3	9,4	85,6	42,8	100,0 %

Rajatilamenetelmällä:											
	F_{cd}	F_{yd}	ρ	ω	μ	y	z	$N_c=N_s$	M_u	P_{max}	%
Tapaus 1	9,3	192,0	0,004	0,083	0,079	33	383	76,8	29,5	14,7	97,1 %
Tapaus 1	9,3	192,0	0,004	0,083	0,079	33	383	76,8	29,5	14,7	94,6 %
Tapaus 1	9,3	192,0	0,004	0,083	0,079	33	383	76,8	29,5	14,7	92,0 %
Tapaus 1	9,3	192,0	0,004	0,083	0,079	33	383	76,8	29,5	14,7	89,5 %
Tapaus 1	9,3	192,0	0,004	0,083	0,079	33	383	76,8	29,5	14,7	86,9 %
Tapaus 1	9,3	192,0	0,004	0,083	0,079	33	383	76,8	29,5	14,7	84,4 %
Tapaus 1	9,3	192,0	0,004	0,083	0,079	33	383	76,8	29,5	14,7	81,8 %
Tapaus 1	9,3	192,0	0,004	0,083	0,079	33	383	76,8	29,5	14,7	79,3 %
	F_{cd}	F_{yd}	ρ	ω	μ	y	z	$N_c=N_s$	M_u	P_{max}	%
Tapaus 1	9,3	192,0	0,020	0,413	0,328	165	317	384,0	121,9	60,9	106,7 %
Tapaus 1	9,3	192,0	0,020	0,413	0,328	165	317	384,0	121,9	60,9	103,9 %
Tapaus 1	9,3	192,0	0,020	0,413	0,328	165	317	384,0	121,9	60,9	101,1 %
Tapaus 1	9,3	192,0	0,020	0,413	0,328	165	317	384,0	121,9	60,9	98,3 %
Tapaus 1	9,3	192,0	0,020	0,413	0,328	165	317	384,0	121,9	60,9	95,5 %
Tapaus 1	9,3	192,0	0,020	0,413	0,328	165	317	384,0	121,9	60,9	92,7 %
Tapaus 1	9,3	192,0	0,020	0,413	0,328	165	317	384,0	121,9	60,9	89,9 %
Tapaus 1	9,3	192,0	0,020	0,413	0,328	165	317	384,0	121,9	60,9	87,0 %

Taivutus
2,9 %
5,4 %
8,0 %
10,5 %
13,1 %
15,6 %
18,2 %
20,7 %
-6,7 %
-3,9 %
-1,1 %
1,7 %
4,5 %
7,3 %
10,1 %
13,0 %



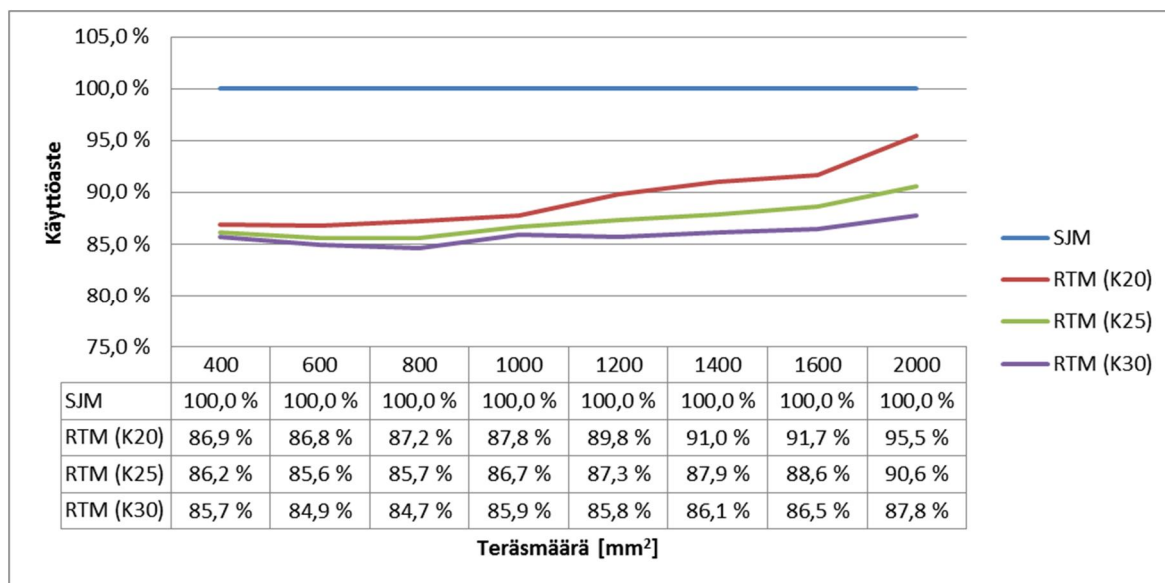
Liite 3 7(19)

Lähtötiedot									
	L	h	b	d	As	teräs	K	Asw	Asw,jako
	4000	450	250	400	400	Fe37	20	8	300
	4000	450	250	400	600	Fe37	20	8	300
	4000	450	250	400	800	Fe37	20	8	300
	4000	450	250	400	1000	Fe37	20	8	300
	4000	450	250	400	1200	Fe37	20	8	300
	4000	450	250	400	1400	Fe37	20	8	300
	4000	450	250	400	1600	Fe37	20	8	300
	4000	450	250	400	2000	Fe37	20	8	300
	L	h	b	d	As	teräs	K	Asw	Asw,jako
	4000	450	250	400	400	Fe37	25	8	300
	4000	450	250	400	600	Fe37	25	8	300
	4000	450	250	400	800	Fe37	25	8	300
	4000	450	250	400	1000	Fe37	25	8	300
	4000	450	250	400	1200	Fe37	25	8	300
	4000	450	250	400	1400	Fe37	25	8	300
	4000	450	250	400	1600	Fe37	25	8	300
	4000	450	250	400	2000	Fe37	25	8	300
	L	h	b	d	As	teräs	K	Asw	Asw,jako
	4000	450	250	400	400	Fe37	30	8	300
	4000	450	250	400	600	Fe37	30	8	300
	4000	450	250	400	800	Fe37	30	8	300
	4000	450	250	400	1000	Fe37	30	8	300
	4000	450	250	400	1200	Fe37	30	8	300
	4000	450	250	400	1400	Fe37	30	8	300
	4000	450	250	400	1600	Fe37	30	8	300
	4000	450	250	400	2000	Fe37	30	8	300

Liite 3 8(19)

Kuormat							
Pk/m	pysyvä	hyöty	Pd	Mk	Md	Vk	Vd
9,4	0,6	0,4	12,8	18,8	25,6	18,8	25,6
13,8	0,6	0,4	18,8	27,6	37,5	27,6	37,5
18,1	0,6	0,4	24,6	36,2	49,2	36,2	49,2
22,2	0,6	0,4	30,2	44,4	60,4	44,4	60,4
26,7	0,6	0,4	36,3	53,3	72,5	53,3	72,5
30,8	0,6	0,4	41,8	61,5	83,7	61,5	83,7
34,6	0,6	0,4	47,0	69,2	94,1	69,2	94,1
42,8	0,6	0,4	58,2	85,6	116,4	85,6	116,4
Pk/m	pysyvä	hyöty	Pd	Mk	Md	Vk	Vd
9,4	0,6	0,4	12,8	18,8	25,6	18,8	25,6
13,8	0,6	0,4	18,8	27,6	37,5	27,6	37,5
18,1	0,6	0,4	24,6	36,2	49,2	36,2	49,2
22,5	0,6	0,4	30,6	44,9	61,1	44,9	61,1
26,7	0,6	0,4	36,3	53,3	72,5	53,3	72,5
30,8	0,6	0,4	41,8	61,5	83,7	61,5	83,7
34,8	0,6	0,4	47,3	69,6	94,6	69,6	94,6
42,8	0,6	0,4	58,2	85,6	116,4	85,6	116,4
Pk/m	pysyvä	hyöty	Pd	Mk	Md	Vk	Vd
9,4	0,6	0,4	12,8	18,8	25,6	18,8	25,6
13,8	0,6	0,4	18,8	27,6	37,5	27,6	37,5
18,1	0,6	0,4	24,6	36,2	49,2	36,2	49,2
22,6	0,6	0,4	30,7	45,2	61,5	45,2	61,5
26,7	0,6	0,4	36,3	53,3	72,5	53,3	72,5
30,8	0,6	0,4	41,8	61,5	83,7	61,5	83,7
34,8	0,6	0,4	47,3	69,6	94,6	69,6	94,6
42,8	0,6	0,4	58,2	85,6	116,4	85,6	116,4

Taivutusmitoitus:											
Sallittujen jännitysten menetelmä:											
	$K_{s,av}$	$M_{sall,1}$	$K_{d,tark}$	$k_{d,1}$	$k_{d,2}$	$K_{s,1}$	$K_{s,2}$	$K_{s,tod}$	M_{sall}	P_{sall}	%
Tapaus 1	9,2	17,4	1517	1330	1690	8,6	8,4	8,5	18,8	9,4	100,0 %
Tapaus 1	9,2	26,1	1238	1120	1330	8,8	8,6	8,7	27,6	13,8	100,0 %
Tapaus 1	9,2	34,8	1072	970	1120	8,9	8,8	8,9	36,2	18,1	100,0 %
Tapaus 1	9,2	43,5	959	870	960	9,1	8,9	9,0	44,4	22,2	100,0 %
Tapaus 1	9,2	52,2	876	870	960	9,1	8,9	9,0	53,3	26,7	100,0 %
Tapaus 1	9,2	60,9	811	810	840	9,1	9,1	9,1	61,5	30,8	100,0 %
Tapaus 1	9,2	69,6	758	720	760	9,3	9,2	9,3	69,2	34,6	100,0 %
Tapaus 1	9,2	87,0	678	670	710	9,4	9,3	9,4	85,6	42,8	100,0 %
	$K_{s,av}$	$M_{sall,1}$	$K_{d,tark}$	$k_{d,1}$	$k_{d,2}$	$K_{s,1}$	$K_{s,2}$	$K_{s,tod}$	M_{sall}	P_{sall}	%
Tapaus 1	9,4	17,0	1533	1330	1690	8,6	8,4	8,5	18,8	9,4	100,0 %
Tapaus 1	9,4	25,5	1252	1120	1330	8,8	8,6	8,7	27,6	13,8	100,0 %
Tapaus 1	9,4	34,0	1084	970	1120	8,9	8,8	8,9	36,2	18,1	100,0 %
Tapaus 1	9,4	42,6	970	960	970	8,9	8,9	8,9	44,9	22,5	100,0 %
Tapaus 1	9,4	51,1	885	870	960	9,1	8,9	9,0	53,3	26,7	100,0 %
Tapaus 1	9,4	59,6	819	810	840	9,1	9,1	9,1	61,5	30,8	100,0 %
Tapaus 1	9,4	68,1	766	760	790	9,2	9,2	9,2	69,6	34,8	100,0 %
Tapaus 1	9,4	85,1	686	670	710	9,4	9,3	9,4	85,6	42,8	100,0 %
	$K_{s,av}$	$M_{sall,1}$	$K_{d,tark}$	$k_{d,1}$	$k_{d,2}$	$K_{s,1}$	$K_{s,2}$	$K_{s,tod}$	M_{sall}	P_{sall}	%
Tapaus 1	9,5	16,8	1541	1330	1690	8,6	8,4	8,5	18,8	9,4	100,0 %
Tapaus 1	9,5	25,3	1258	1120	1330	8,8	8,6	8,7	27,6	13,8	100,0 %
Tapaus 1	9,5	33,7	1090	970	1120	8,9	8,8	8,9	36,2	18,1	100,0 %
Tapaus 1	9,5	42,1	975	970	1120	8,9	8,8	8,9	45,2	22,6	100,0 %
Tapaus 1	9,5	50,5	890	870	960	9,1	8,9	9,0	53,3	26,7	100,0 %
Tapaus 1	9,5	58,9	824	810	840	9,1	9,1	9,1	61,5	30,8	100,0 %
Tapaus 1	9,5	67,4	771	760	790	9,2	9,2	9,2	69,6	34,8	100,0 %
Tapaus 1	9,5	84,2	689	670	710	9,4	9,3	9,4	85,6	42,8	100,0 %
Rajatilamenetelmällä:											
	F_{cd}	F_{yd}	ρ	ω	μ	y	z	$N_c=N_s$	M_u	P_{max}	%
	9,3	192,0	0,004	0,083	0,079	33	383	76,8	29,5	14,7	86,9 %
	9,3	192,0	0,006	0,124	0,116	50	375	115,2	43,2	21,6	86,8 %
	9,3	192,0	0,008	0,165	0,152	66	367	153,6	56,4	28,2	87,2 %
	9,3	192,0	0,010	0,206	0,185	83	359	192,0	68,9	34,4	87,8 %
	9,3	192,0	0,012	0,248	0,217	99	350	230,4	80,7	40,4	89,8 %
	9,3	192,0	0,014	0,289	0,247	116	342	268,8	92,0	46,0	91,0 %
	9,3	192,0	0,016	0,330	0,276	132	334	307,2	102,6	51,3	91,7 %
	9,3	192,0	0,020	0,413	0,328	165	317	384,0	121,9	60,9	95,5 %
	F_{cd}	F_{yd}	ρ	ω	μ	y	z	$N_c=N_s$	M_u	P_{max}	%
	11,7	192,0	0,004	0,066	0,063	26	387	76,8	29,7	14,9	86,2 %
	11,7	192,0	0,006	0,098	0,094	39	380	115,2	43,8	21,9	85,6 %
	11,7	192,0	0,008	0,131	0,123	53	374	153,6	57,4	28,7	85,7 %
	11,7	192,0	0,010	0,164	0,151	66	367	192,0	70,5	35,2	86,7 %
	11,7	192,0	0,012	0,197	0,178	79	361	230,4	83,1	41,5	87,3 %
	11,7	192,0	0,014	0,230	0,203	92	354	268,8	95,2	47,6	87,9 %
	11,7	192,0	0,016	0,263	0,228	105	347	307,2	106,7	53,4	88,6 %
	11,7	192,0	0,020	0,328	0,274	131	334	384,0	128,4	64,2	90,6 %
	F_{cd}	F_{yd}	ρ	ω	μ	y	z	$N_c=N_s$	M_u	P_{max}	%
	14	192,0	0,004	0,055	0,053	22	389	76,8	29,9	14,9	85,7 %
	14	192,0	0,006	0,082	0,079	33	384	115,2	44,2	22,1	84,9 %
	14	192,0	0,008	0,110	0,104	44	378	153,6	58,1	29,0	84,7 %
	14	192,0	0,010	0,137	0,128	55	373	192,0	71,5	35,8	85,9 %
	14	192,0	0,012	0,165	0,151	66	367	230,4	84,6	42,3	85,8 %
	14	192,0	0,014	0,192	0,174	77	362	268,8	97,2	48,6	86,1 %
	14	192,0	0,016	0,219	0,195	88	356	307,2	109,4	54,7	86,5 %
	14	192,0	0,020	0,274	0,237	110	345	384,0	132,5	66,3	87,8 %

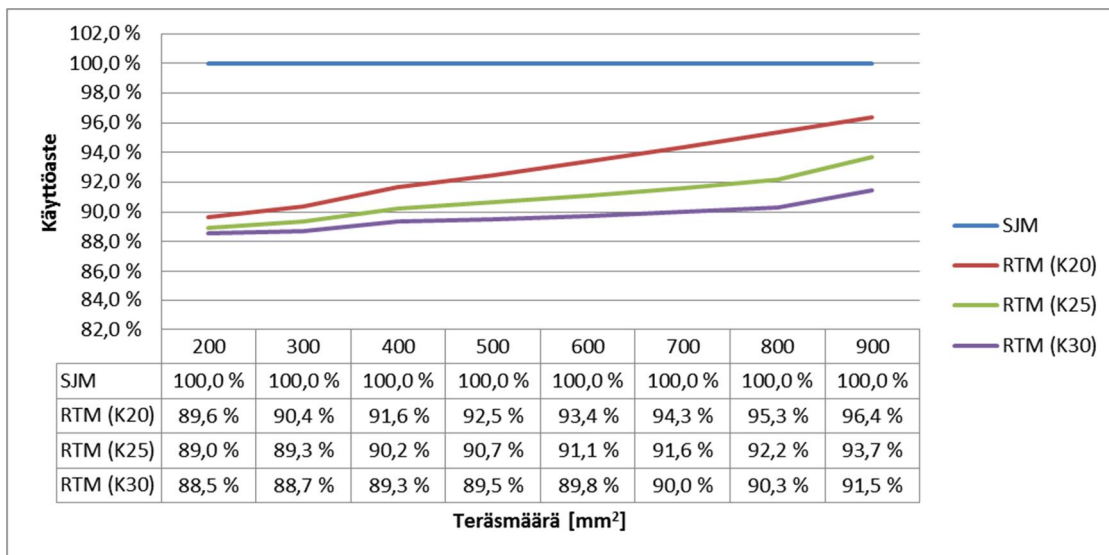


Lähtötiedot									
	L	h	b	d	As	teräs	K	Asw	Asw,jako
Tapaus 1	4000	450	250	400	200	A400HW	20	8	300
Tapaus 1	4000	450	250	400	300	A400HW	20	8	300
Tapaus 1	4000	450	250	400	400	A400HW	20	8	300
Tapaus 1	4000	450	250	400	500	A400HW	20	8	300
Tapaus 1	4000	450	250	400	600	A400HW	20	8	300
Tapaus 1	4000	450	250	400	700	A400HW	20	8	300
Tapaus 1	4000	450	250	400	800	A400HW	20	8	300
Tapaus 1	4000	450	250	400	900	A400HW	20	8	300
	L	h	b	d	As	teräs	K	Asw	Asw,jako
Tapaus 1	4000	450	250	400	200	A400HW	25	8	300
Tapaus 1	4000	450	250	400	300	A400HW	25	8	300
Tapaus 1	4000	450	250	400	400	A400HW	25	8	300
Tapaus 1	4000	450	250	400	500	A400HW	25	8	300
Tapaus 1	4000	450	250	400	600	A400HW	25	8	300
Tapaus 1	4000	450	250	400	700	A400HW	25	8	300
Tapaus 1	4000	450	250	400	800	A400HW	25	8	300
Tapaus 1	4000	450	250	400	900	A400HW	25	8	300
	L	h	b	d	As	teräs	K	Asw	Asw,jako
Tapaus 1	4000	450	250	400	200	A400HW	30	8	300
Tapaus 1	4000	450	250	400	300	A400HW	30	8	300
Tapaus 1	4000	450	250	400	400	A400HW	30	8	300
Tapaus 1	4000	450	250	400	500	A400HW	30	8	300
Tapaus 1	4000	450	250	400	600	A400HW	30	8	300
Tapaus 1	4000	450	250	400	700	A400HW	30	8	300
Tapaus 1	4000	450	250	400	800	A400HW	30	8	300
Tapaus 1	4000	450	250	400	900	A400HW	30	8	300

Kuormat							
Pk/m	pysyvä	hyöty	Pd	Mk	Md	Vk	Vd
8,5	0,6	0,4	11,5	16,9	23,0	16,9	23,0
12,6	0,6	0,4	17,1	25,1	34,2	25,1	34,2
16,7	0,6	0,4	22,7	33,3	45,3	33,3	45,3
20,6	0,6	0,4	28,0	41,2	56,1	41,2	56,1
24,5	0,6	0,4	33,3	49,0	66,6	49,0	66,6
28,3	0,6	0,4	38,5	56,6	76,9	56,6	76,9
32,0	0,6	0,4	43,5	64,0	87,0	64,0	87,0
35,6	0,6	0,4	48,5	71,3	97,0	71,3	97,0
Pk/m	pysyvä	hyöty	Pd	Mk	Md	Vk	Vd
8,5	0,6	0,4	11,5	16,9	23,0	16,9	23,0
12,6	0,6	0,4	17,1	25,1	34,2	25,1	34,2
16,7	0,6	0,4	22,7	33,3	45,3	33,3	45,3
20,6	0,6	0,4	28,0	41,2	56,1	41,2	56,1
24,5	0,6	0,4	33,3	49,0	66,6	49,0	66,6
28,3	0,6	0,4	38,5	56,6	76,9	56,6	76,9
32,0	0,6	0,4	43,5	64,0	87,0	64,0	87,0
36,0	0,6	0,4	49,0	72,0	97,9	72,0	97,9
Pk/m	pysyvä	hyöty	Pd	Mk	Md	Vk	Vd
8,5	0,6	0,4	11,5	16,9	23,0	16,9	23,0
12,6	0,6	0,4	17,1	25,1	34,2	25,1	34,2
16,7	0,6	0,4	22,7	33,3	45,3	33,3	45,3
20,6	0,6	0,4	28,0	41,2	56,1	41,2	56,1
24,5	0,6	0,4	33,3	49,0	66,6	49,0	66,6
28,3	0,6	0,4	38,5	56,6	76,9	56,6	76,9
32,0	0,6	0,4	43,5	64,0	87,0	64,0	87,0
36,0	0,6	0,4	49,0	72,0	97,9	72,0	97,9

Taivutusmitoitus:											
Sallittujen jännitysten menetelmä:											
	$K_{s,av}$	$M_{sall,1}$	$K_{d,tark}$	$k_{d,1}$	$k_{d,2}$	$K_{s,1}$	$K_{s,2}$	$K_{s,tod}$	M_{sall}	P_{sall}	%
Tapaus 1	4,9	16,3	1565	1330	1610	4,75	4,7	4,7	16,9	8,5	100,0 %
Tapaus 1	4,9	24,5	1278	1140	1330	4,8	4,75	4,8	25,1	12,6	100,0 %
Tapaus 1	4,9	32,7	1107	1030	1130	4,8	4,8	4,8	33,3	16,7	100,0 %
Tapaus 1	4,9	40,8	990	980	1030	4,9	4,8	4,9	41,2	20,6	100,0 %
Tapaus 1	4,9	49,0	904	870	910	4,9	4,9	4,9	49,0	24,5	100,0 %
Tapaus 1	4,9	57,1	837	830	870	5	4,9	5,0	56,6	28,3	100,0 %
Tapaus 1	4,9	65,3	783	760	810	5	5	5,0	64,0	32,0	100,0 %
Tapaus 1	4,9	73,5	738	710	740	5,1	5	5,1	71,3	35,6	100,0 %
	$K_{s,av}$	$M_{sall,1}$	$K_{d,tark}$	$k_{d,1}$	$k_{d,2}$	$K_{s,1}$	$K_{s,2}$	$K_{s,tod}$	M_{sall}	P_{sall}	%
Tapaus 1	5	16,0	1581	1330	1610	4,75	4,7	4,7	16,9	8,5	100,0 %
Tapaus 1	5	24,0	1291	1140	1330	4,8	4,75	4,8	25,1	12,6	100,0 %
Tapaus 1	5	32,0	1118	1030	1130	4,8	4,8	4,8	33,3	16,7	100,0 %
Tapaus 1	5	40,0	1000	980	1030	4,9	4,8	4,9	41,2	20,6	100,0 %
Tapaus 1	5	48,0	913	910	940	4,9	4,9	4,9	49,0	24,5	100,0 %
Tapaus 1	5	56,0	845	830	870	5	4,9	5,0	56,6	28,3	100,0 %
Tapaus 1	5	64,0	791	760	810	5	5	5,0	64,0	32,0	100,0 %
Tapaus 1	5	72,0	745	740	760	5	5	5,0	72,0	36,0	100,0 %
	$K_{s,av}$	$M_{sall,1}$	$K_{d,tark}$	$k_{d,1}$	$k_{d,2}$	$K_{s,1}$	$K_{s,2}$	$K_{s,tod}$	M_{sall}	P_{sall}	%
Tapaus 1	5,1	15,7	1597	1330	1610	4,75	4,7	4,7	16,9	8,5	100,0 %
Tapaus 1	5,1	23,5	1304	1140	1330	4,8	4,75	4,8	25,1	12,6	100,0 %
Tapaus 1	5,1	31,4	1129	1030	1130	4,8	4,8	4,8	33,3	16,7	100,0 %
Tapaus 1	5,1	39,2	1010	980	1030	4,9	4,8	4,9	41,2	20,6	100,0 %
Tapaus 1	5,1	47,1	922	910	940	4,9	4,9	4,9	49,0	24,5	100,0 %
Tapaus 1	5,1	54,9	854	830	870	5	4,9	5,0	56,6	28,3	100,0 %
Tapaus 1	5,1	62,7	798	760	810	5	5	5,0	64,0	32,0	100,0 %
Tapaus 1	5,1	70,6	753	740	760	5	5	5,0	72,0	36,0	100,0 %

Rajatilamenetelmällä:												
	F_{cd}	F_{yd}	ρ	ω	μ	y	z	$N_c=N_s$	M_u	P_{max}	%	
	9,3	333,0	0,002	0,072	0,069	29	386	66,6	25,7	12,8	89,6 %	
	9,3	333,0	0,003	0,107	0,102	43	379	99,9	37,8	18,9	90,4 %	
	9,3	333,0	0,004	0,143	0,133	57	371	133,2	49,5	24,7	91,6 %	
	9,3	333,0	0,005	0,179	0,163	72	364	166,5	60,6	30,3	92,5 %	
	9,3	333,0	0,006	0,215	0,192	86	357	199,8	71,3	35,7	93,4 %	
	9,3	333,0	0,007	0,251	0,219	100	350	233,1	81,6	40,8	94,3 %	
	9,3	333,0	0,008	0,286	0,245	115	343	266,4	91,3	45,6	95,3 %	
	9,3	333,0	0,009	0,322	0,270	129	336	299,7	100,6	50,3	96,4 %	
	F_{cd}	F_{yd}	ρ	ω	μ	y	z	$N_c=N_s$	M_u	P_{max}	%	
	11,7	333,0	0,002	0,057	0,055	23	389	66,6	25,9	12,9	89,0 %	
	11,7	333,0	0,003	0,085	0,082	34	383	99,9	38,3	19,1	89,3 %	
	11,7	333,0	0,004	0,114	0,107	46	377	133,2	50,2	25,1	90,2 %	
	11,7	333,0	0,005	0,142	0,132	57	372	166,5	61,9	30,9	90,7 %	
	11,7	333,0	0,006	0,171	0,156	68	366	199,8	73,1	36,5	91,1 %	
	11,7	333,0	0,007	0,199	0,179	80	360	233,1	84,0	42,0	91,6 %	
	11,7	333,0	0,008	0,228	0,202	91	354	266,4	94,4	47,2	92,2 %	
	11,7	333,0	0,009	0,256	0,223	102	349	299,7	104,5	52,3	93,7 %	
	F_{cd}	F_{yd}	ρ	ω	μ	y	z	$N_c=N_s$	M_u	P_{max}	%	
	14	333,0	0,002	0,048	0,046	19	390	66,6	26,0	13,0	88,5 %	
	14	333,0	0,003	0,071	0,069	29	386	99,9	38,5	19,3	88,7 %	
	14	333,0	0,004	0,095	0,091	38	381	133,2	50,7	25,4	89,3 %	
	14	333,0	0,005	0,119	0,112	48	376	166,5	62,6	31,3	89,5 %	
	14	333,0	0,006	0,143	0,133	57	371	199,8	74,2	37,1	89,8 %	
	14	333,0	0,007	0,167	0,153	67	367	233,1	85,5	42,7	90,0 %	
	14	333,0	0,008	0,190	0,172	76	362	266,4	96,4	48,2	90,3 %	
	14	333,0	0,009	0,214	0,191	86	357	299,7	107,0	53,5	91,5 %	



Lähtötiedot									
	L	h	b	d	As	teräs	K	Asw	Asw,jako
	2000	450	250	400	400	Fe37	30	6	400
	2000	450	250	400	600	Fe37	30	6	350
	2000	450	250	400	800	Fe37	30	6	300
	2000	450	250	400	1000	Fe37	30	6	250
	2000	450	250	400	1200	Fe37	30	6	200
	2000	450	250	400	1400	Fe37	30	6	150
	2000	450	250	400	1600	Fe37	30	6	100
	2000	450	250	400	2000	Fe37	30	6	50
	L	h	b	d	As	teräs	K	Asw	Asw,jako
	2000	450	250	400	400	Fe37	30	10	400
	2000	450	250	400	600	Fe37	30	10	350
	2000	450	250	400	800	Fe37	30	10	300
	2000	450	250	400	1000	Fe37	30	10	250
	2000	450	250	400	1200	Fe37	30	10	200
	2000	450	250	400	1400	Fe37	30	10	150
	2000	450	250	400	1600	Fe37	30	10	100
	2000	450	250	400	2000	Fe37	30	10	50
	L	h	b	d	As	teräs	K	Asw	Asw,jako
	2000	450	250	400	400	Fe37	30	8	300
	2000	450	250	400	600	Fe37	30	8	300
	2000	450	250	400	800	Fe37	30	8	300
	2000	450	250	400	1000	Fe37	30	8	300
	2000	450	250	400	1200	Fe37	30	8	300
	2000	450	250	400	1400	Fe37	30	8	300
	2000	450	250	400	1600	Fe37	30	8	300
	2000	450	250	400	2000	Fe37	30	8	300

Kuormat							
Pk/m	pysyvä	hyöty	Pd	Mk	Md	Vk	Vd
46,7	0,6	0,4	63,5	23,3	31,7	46,7	63,5
47,9	0,6	0,4	65,1	23,9	32,5	47,9	65,1
49,4	0,6	0,4	67,2	24,7	33,6	49,4	67,2
51,6	0,6	0,4	70,2	25,8	35,1	51,6	70,2
54,9	0,6	0,4	74,7	27,5	37,4	54,9	74,7
60,5	0,6	0,4	82,2	30,2	41,1	60,5	82,2
71,5	0,6	0,4	97,2	35,7	48,6	71,5	97,2
104,6	0,6	0,4	142,2	52,3	71,1	104,6	142,2
Pk/m	pysyvä	hyöty	Pd	Mk	Md	Vk	Vd
61,4	0,6	0,4	83,5	30,7	41,7	61,4	83,5
64,7	0,6	0,4	87,9	32,3	44,0	64,7	87,9
69,0	0,6	0,4	93,9	34,5	46,9	69,0	93,9
75,2	0,6	0,4	102,2	37,6	51,1	75,2	102,2
84,3	0,6	0,4	114,7	42,2	57,4	84,3	114,7
99,7	0,6	0,4	135,5	49,8	67,8	99,7	135,5
130,3	0,6	0,4	177,2	65,1	88,6	130,3	177,2
222,2	0,6	0,4	302,2	111,1	151,1	222,2	302,2
Pk/m	pysyvä	hyöty	Pd	Mk	Md	Vk	Vd
29,0	0,6	0,4	39,4	14,5	19,7	29,0	39,4
29,0	0,6	0,4	39,4	14,5	19,7	29,0	39,4
29,0	0,6	0,4	39,4	14,5	19,7	29,0	39,4
29,0	0,6	0,4	39,4	14,5	19,7	29,0	39,4
29,0	0,6	0,4	39,4	14,5	19,7	29,0	39,4
29,0	0,6	0,4	39,4	14,5	19,7	29,0	39,4
29,0	0,6	0,4	39,4	14,5	19,7	29,0	39,4
29,0	0,6	0,4	39,4	14,5	19,7	29,0	39,4

Leikkausmitoitus:										
Sallittujen jännitysten menetelmä:										
	τ_{co}	$\tau_{s,sall}$	A_{sv}	δ	τ_c	V_b	V_s	V_{sall}	P_{sall}	%
Tapaus 1	0,32	130,0	141	0,001	0,384	38,400	8,3	46,670	46,7	100,0 %
Tapaus 1	0,32	130,0	162	0,001	0,384	38,400	9,5	47,852	47,9	100,0 %
Tapaus 1	0,32	130,0	188	0,001	0,384	38,400	11,0	49,427	49,4	100,0 %
Tapaus 1	0,32	130,0	226	0,001	0,384	38,400	13,2	51,632	51,6	100,0 %
Tapaus 1	0,32	130,0	283	0,001	0,384	38,400	16,5	54,940	54,9	100,0 %
Tapaus 1	0,32	130,0	377	0,002	0,384	38,400	22,1	60,454	60,5	100,0 %
Tapaus 1	0,32	130,0	565	0,002	0,384	38,400	33,1	71,481	71,5	100,0 %
Tapaus 1	0,32	130,0	1131	0,005	0,384	38,400	66,2	104,562	104,6	100,0 %
	τ_{co}	$\tau_{s,sall}$	A_{sv}	δ	τ_c	V_b	V_s	V_{sall}	P_{sall}	%
Tapaus 1	0,32	130,0	393	0,002	0,384	38,400	23,0	61,373	61,4	100,0 %
Tapaus 1	0,32	130,0	449	0,002	0,384	38,400	26,3	64,655	64,7	100,0 %
Tapaus 1	0,32	130,0	524	0,002	0,384	38,400	30,6	69,031	69,0	100,0 %
Tapaus 1	0,32	130,0	628	0,003	0,384	38,400	36,8	75,157	75,2	100,0 %
Tapaus 1	0,32	130,0	785	0,003	0,384	38,400	45,9	84,346	84,3	100,0 %
Tapaus 1	0,32	130,0	1047	0,004	0,384	38,400	61,3	99,661	99,7	100,0 %
Tapaus 1	0,32	130,0	1571	0,006	0,384	38,400	91,9	130,292	130,3	100,0 %
Tapaus 1	0,32	130,0	3142	0,013	0,384	38,400	183,8	222,183	222,2	100,0 %
	τ_{co}	$\tau_{s,sall}$	A_{sv}	δ	τ_c	V_b	V_s	V_{sall}	P_{sall}	%
Tapaus 1	0,32	130,0	335	0,001	0,384	38,400	19,6	58,004	58,0	50,0 %
Tapaus 1	0,32	130,0	335	0,001	0,384	38,400	19,6	58,004	58,0	50,0 %
Tapaus 1	0,32	130,0	335	0,001	0,384	38,400	19,6	58,004	58,0	50,0 %
Tapaus 1	0,32	130,0	335	0,001	0,384	38,400	19,6	58,004	58,0	50,0 %
Tapaus 1	0,32	130,0	335	0,001	0,384	38,400	19,6	58,004	58,0	50,0 %
Tapaus 1	0,32	130,0	335	0,001	0,384	38,400	19,6	58,004	58,0	50,0 %
Tapaus 1	0,32	130,0	335	0,001	0,384	38,400	19,6	58,004	58,0	50,0 %
Tapaus 1	0,32	130,0	335	0,001	0,384	38,400	19,6	58,004	58,0	50,0 %

Rajatilanmenetelmällä:							
	f_{ctd}	F_{yd}	A_{sv}	V_c	V_s	V_u	%
Tapaus 1	1,29	192,0	57	64,5	9,8	74,3	85,5 %
Tapaus 1	1,29	192,0	57	64,5	11,2	75,7	86,0 %
Tapaus 1	1,29	192,0	57	64,5	13,0	77,5	86,7 %
Tapaus 1	1,29	192,0	57	64,5	15,6	80,1	87,6 %
Tapaus 1	1,29	192,0	57	64,5	19,5	84,0	88,9 %
Tapaus 1	1,29	192,0	57	64,5	26,1	90,6	90,8 %
Tapaus 1	1,29	192,0	57	64,5	39,1	103,6	93,8 %
Tapaus 1	1,29	192,0	57	64,5	78,2	142,7	99,7 %
	f_{ctd}	F_{yd}	A_{sv}	V_c	V_s	V_u	%
Tapaus 1	1,29	192,0	157	64,5	27,1	91,6	91,1 %
Tapaus 1	1,29	192,0	157	64,5	31,0	95,5	92,1 %
Tapaus 1	1,29	192,0	157	64,5	36,2	100,7	93,2 %
Tapaus 1	1,29	192,0	157	64,5	43,4	107,9	94,7 %
Tapaus 1	1,29	192,0	157	64,5	54,3	118,8	96,6 %
Tapaus 1	1,29	192,0	157	64,5	72,4	136,9	99,0 %
Tapaus 1	1,29	192,0	157	64,5	108,6	173,1	102,4 %
Tapaus 1	1,29	192,0	157	64,5	217,1	281,6	107,3 %
	f_{ctd}	F_{yd}	A_{sv}	V_c	V_s	V_u	%
Tapaus 1	1,29	192,0	101	64,5	23,2	87,7	45,0 %
Tapaus 1	1,29	192,0	101	64,5	23,2	87,7	45,0 %
Tapaus 1	1,29	192,0	101	64,5	23,2	87,7	45,0 %
Tapaus 1	1,29	192,0	101	64,5	23,2	87,7	45,0 %
Tapaus 1	1,29	192,0	101	64,5	23,2	87,7	45,0 %
Tapaus 1	1,29	192,0	101	64,5	23,2	87,7	45,0 %
Tapaus 1	1,29	192,0	101	64,5	23,2	87,7	45,0 %
Tapaus 1	1,29	192,0	101	64,5	23,2	87,7	45,0 %

